

Utilização de Bacias de Detenção de Águas Pluviais em Planos Diretores de Macrodrenagem

Gustavo de Almeida Coelho

**Prof^o. César Augusto Pompêo, Dr.
Orientador**

**2010
Primeiro Semestre**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL**

**UTILIZAÇÃO DE BACIAS DE DETENÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS EM
PLANOS DIRETORES DE MACRODRENAGEM**

GUSTAVO DE ALMEIDA COELHO

**Trabalho apresentado à Universidade
Federal de Santa Catarina para
Conclusão do Curso de Graduação em
Engenharia Sanitária e Ambiental**

**Orientador
Prof. Dr. César Augusto Pompêo**

**FLORIANÓPOLIS, (SC)
AGOSTO/2010**


**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL**

**UTILIZAÇÃO DE BACIAS DE DETENÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS EM
PLANOS DIRETORES DE MACRODRENAGEM**

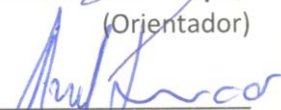
GUSTAVO DE ALMEIDA COELHO

**Trabalho submetido à Banca Examinadora como parte
dos requisitos para Conclusão do Curso de Graduação
em Engenharia Sanitária e Ambiental – TCC II**

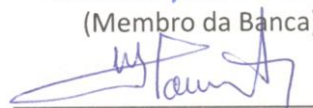
Banca Examinadora:



Prof. Dr. César A. Pompêo
(Orientador)



Prof. Dr. Dávide Franco
(Membro da Banca)



Eng. Carlos Eduardo Nascimento
(Membro da Banca)

**FLORIANÓPOLIS, (SC)
AGOSTO/2010**

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer ao meu orientador, o professor César Augusto Pompêo pelos conselhos precisos, pelo apoio e pela confiança ao longo da realização deste trabalho.

Aos professores responsáveis pela minha formação na Universidade Federal de Santa Catarina e aos meus amigos que estiveram presentes na minha vida acadêmica.

Enfim, eu agradeço à minha família pelo amor, apoio e incentivo durante todos os momentos desde o início da minha graduação.

RESUMO

COELHO, G.A. *Utilização de bacias de retenção em planos diretores de macrodrenagem*. Florianópolis, 2010, 85 p. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal de Santa Catarina.

A urbanização afeta significativamente o ciclo hidrológico das bacias hidrográficas acarretando no aumento do risco de enchentes. Com o intuito de assegurar não só a proteção das populações, mas também a proteção do meio ambiente, o planejamento da drenagem urbana aliado à utilização de tecnologias sustentáveis é uma importante ferramenta no controle de inundações. O objetivo deste trabalho é demonstrar a utilização de bacias de retenção em planos diretores de macrodrenagem e apresentar uma proposta de projeto para a bacia do córrego Ipiranga em São Paulo/SP. A partir deste trabalho é possível compreender melhor esta medida estrutural, o seu planejamento e a realização dos estudos hidráulico-hidrológicos para a elaboração de projetos.

Palavras-chave: Bacias de Retenção, Modelagem Hidráulico-Hidrológica, Plano Diretor de Macrodrenagem, Hidrologia Urbana.

ABSTRACT

COELHO, G. *Detention basins modeling for urban drainage master plans*. Florianópolis, 2010, 85 p. Conclusion's course work at Federal University of Santa Catarina.

Urbanization affects watershed hydrologic cycle resulting in increased of flooding risk. Aiming to ensure the population protection and the environment preservation, the urban drainage master plan using the Best Management Practices (BMP) is an important tool for flood control. The goal is to introduce the advantages of using detention basins in urban drainage master plans and to submit a project proposal for Ipiranga watershed in São Paulo/SP, Brazil. From this work it is possible to better understand the theory involving detention basins, its planning and hydraulic and hydrological modeling for projects making.

Keywords: Detention Basins, Hydrology Modeling, Hydraulic Modeling, Urban drainage Master Plan, Urban Hydrology.

Lista de Figuras

Figura 3.1 - Inserção das Bacias de Detenção e da modelagem no contexto de um Plano Diretor de Drenagem Urbana.	15
Figura 3.2 - Elementos do Plano Diretor de Drenagem Urbana.	19
Figura 3.4 - Elementos essenciais no planejamento da drenagem urbana sustentável.	22
Figura 3.5 - Elementos dos Sistemas de Drenagem Urbana Sustentável.	23
Figura 3.6 - Representação do amortecimento de cheias em reservatórios.	27
Figura 3.7 - Sequência de passos de um estudo de drenagem urbana. ...	33
Figura 3.8 - Curva Intensidade-Duração-Frequência para a cidade de São Paulo.	35
Figura 3.9 - Distribuição adimensional de precipitação pelo método de Huff (1967).	37
Figura 3.10 - Hidrograma unitário – Princípio da Proporcionalidade. ...	44
Figura 3.11 - Hidrograma unitário - Princípio da superposição.	44
Figura 3.12 – Hidrograma simplificado baseado no método racional. ...	45
Figura 3.13 - Hidrograma adimensional do método U.S. Soil Conservation Service (1985).	46
Figura 5.1 - Localização da bacia hidrográfica do córrego Ipiranga.	51
Figura 5.2 - Tipo de ocupação da bacia do córrego Ipiranga.	53
Figura 5.3 - Seções típicas do córrego Ipiranga.	55
Figura 5.4 - Canais e galerias da bacia do córrego Ipiranga.	56
Figura 5.5 – Perfil do córrego Ipiranga utilizado na modelagem hidráulica.	57
Figura 5.6 - Localização dos reservatórios na bacia do córrego Ipiranga.	58
Figura 5.7 - Reservatório RI-01 - Lagoa Aliperte.	60
Figura 5.8 - Curvas características do reservatório RI-01.	60
Figura 5.9 - Reservatório RI-02 - Viaduto Alliomar Baleeiro.	61
Figura 5.10 - Curvas características do reservatório RI-02.	61
Figura 5.11 - Reservatório RI-03 - Sacolão Estacionamento.	62
Figura 5.12 - Reservatório RI-04 - Av. Bosque da Saúde.	62
Figura 5.13 - Curvas características do reservatório RI-03+RI-04.	63
Figura 5.14 - Reservatório RI-05 - Metrô Imigrantes.	63
Figura 5.15 - Curvas características do reservatório RI-05.	63
Figura 5.16 - Esquema da estrutura de saída.	64
Figura 5.17 - Ietograma de Projeto.	67
Figura 5.18 - Topologia da bacia do córrego Ipiranga.	68

Figura 5.19 - Hidrograma de entrada e saída do RI-01.	69
Figura 5.20 - Hidrograma de entrada e saída do RI-02.	70
Figura 5.21 - Hidrograma de entrada e saída do RI-03+RI-04.....	70
Figura 5.22 - Hidrograma de entrada e saída do RI-05.	71
Figura 5.23 - Hidrogramas de projeto na foz do córrego Ipiranga.	72
Figura 5.24 - Hidrograma de projeto na foz do córrego Ipiranga.....	73

Lista de Tabelas

Tabela 3.1 - Principais poluentes presentes nas águas pluviais.	18
Tabela 3.2 - Principais medidas estruturais.....	21
Tabela 3.3 - Vantagens e desvantagens das bacias de retenção.	25
Tabela 3.4 - Coeficientes de vazão para estimativas preliminares para vertedores laterais.	29
Tabela 3.5 - Coeficientes de vazão - parede delgada.	30
Tabela 3.6 - Coeficientes de vazão - soleira espessa.....	30
Tabela 3.7 - Valores típicos de períodos de retorno.	34
Tabela 3.8 - Coeficientes de escoamento em superfícies e calhas rasas.	39
Tabela 3.9 - Valores do Curver Number de acordo com o tipo de uso do solo (Condição II).	42
Tabela 4.1 - Métodos de simulação das sub-bacias.....	48
Tabela 4.2 - Metodologia resumida utilizada na simulação hidrológica.	49
Tabela 5.1 - Estimativa do Curver Number para as sub-bacias 1, 2 e 3.	52
Tabela 5.2 - Estimativa do Curver Number para o município de São Paulo.	53
Tabela 5.3 - Capacidade dos trechos do córrego Ipiranga em função da geometria da seção.	54
Tabela 5.4 - Características dos reservatórios propostos.	59
Tabela 5.5 - Dimensões das estruturas de saída.	65
Tabela 5.6 - Dados do posto utilizado para a elaboração da curva idf para o município de São Paulo.	65
Tabela 5.7- Precipitações de projeto.	66
Tabela 5.8 - Parâmetros utilizados na simulação no HEC-HMS®.	69
Tabela 5.9 - Vazões de pico nos nós de interesse.	72
Tabela 5.10 - Parâmetros adotados na simulação no HEC-RAS®.	74
Tabela 5.11 - Resumo dos resultados obtidos pela simulação hidráulica	74
Tabela 8.1.1 - Distribuições adimensionais de precipitação de Huff (1967).....	80
Tabela 8.1.2 - Características dos reservatórios.	81
Tabela 8.1.3 - Parâmetros das sub-bacias utilizados na simulação hidrológica	82
Tabela 8.1.4 - Parâmetros dos trechos de canal utilizados na simulação hidrológica	83
Tabela 8.1.5 - Hidrogramas de entrada e saída dos reservatórios.	84
Tabela 8.1.6 - Hidrogramas na foz do córrego Ipiranga.	85

Lista de Abreviaturas e Siglas

ASCE - American Society of Civil Engineers (Estados Unidos)

BMP – Best Management Practices

CERTU – Centre d’Etudes sur les Réseaux, les Transports, l’Urbanisme et les Constructions Publiques (França)

DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo

FCTH - Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

HEC - Hydrologic Engineering Center

HMS – Hydrologic Modeling System

PDDU – Plano Diretor de Drenagem Urbana

RAS – River Analysis System

SCS – U.S. Soil Conservation Service

SUDS – Sistemas de Drenagem Urbana Sustentável

UDFCD – Urban Drainage and Flood Control District (Denver, Estados Unidos)

USACE – U.S. Army Corp of Engineers

USP – Universidade do Estado de São Paulo

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS.....	3
RESUMO.....	4
ABSTRACT.....	5
Lista de Figuras.....	6
Lista de Tabelas	8
Lista de Abreviaturas e Siglas.....	9
SUMÁRIO	10
1. INTRODUÇÃO	13
2. OBJETIVOS	14
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
3.1. O Planejamento da Drenagem Urbana	16
3.1.1. A urbanização e os seus impactos sobre a drenagem urbana	16
3.1.2. Plano Diretor de Drenagem Urbana	18
3.1.3. Sistemas de Drenagem Urbana Sustentável	22
3.2. Bacias de Detenção de Águas Pluviais.....	25
3.2.1. Tipos de reservatórios	25
3.2.2. Dimensionamento	26
3.2.3. Estruturas de entrada.....	28
3.2.4. Estruturas de saída	29
3.2.5. Operação e manutenção	31
3.3. Modelagem.....	31
3.3.1. Precipitações naturais e chuva de projeto	33
3.3.2. Tempo de concentração	37
3.3.3. Escoamento superficial	39
3.3.4. Escoamento em rios e reservatórios	43
3.3.5. Hidrograma de projeto	44
4. METODOLOGIA	47

4.1.	Modelagem hidrológica – HEC-HMS®	47
4.1.1.	Características do modelo	47
4.1.2.	Limitações do modelo	49
4.1.3.	Parâmetros utilizados na simulação.....	49
4.2.	Modelagem hidráulica – HEC-RAS®	50
5.	ESTUDO DE CASO	51
5.1.	Apresentação	51
5.2.	Caracterização física da bacia hidrográfica do córrego Ipiranga	52
5.2.1.	Tipo de solo.....	52
5.2.2.	Tipo de ocupação e uso do solo.....	52
5.2.3.	Características dos cursos d'água	54
5.3.	Reservatórios propostos	58
5.3.1.	Modelagem do funcionamento dos reservatórios	59
5.3.2.	Característica dos reservatórios	59
5.3.3.	Estruturas de entrada dos reservatórios	64
5.3.4.	Estruturas de saída dos reservatórios.....	64
5.4.	Análise das precipitações e volumes escoados	65
5.4.1.	Chuva de projeto	65
5.4.2.	Configurações de simulação.....	67
5.4.3.	Hidrogramas de entrada e saída dos reservatórios.....	69
5.4.4.	Hidrograma de projeto.....	72
5.5.	Modelagem hidráulica do córrego Ipiranga	74
5.5.1.	Resultados	74
6.	CONCLUSÃO	76
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	77
8.	ANEXOS.....	80
8.1.	Anexo I: Distribuições adimensionais de precipitação de Huff (1967)	80

8.2.	Anexo II: Curvas características dos reservatórios.....	81
8.3.	Anexo III: Parâmetros das sub-bacias e trechos do canal para a modelagem hidrológica	82
8.4.	Anexo IV: Hidrogramas de entrada e saída dos reservatórios	84
8.5.	Anexo V: Hidrogramas na foz do córrego Ipiranga	85

1. INTRODUÇÃO

As áreas urbanas são os ambientes mais modificados pelo homem onde a urbanização afeta todas as partes do ciclo hidrológico (SEMADENI-DAVIES et al. 2008). Ela promove a remoção da cobertura vegetal e impermeabilização, aumentando o volume e a velocidade de escoamento das águas pluviais e, conseqüentemente, o risco de enchentes.

Com o intuito de minimizar estas conseqüências, as ações relacionadas à drenagem urbana concentraram-se durante muito tempo, na execução de projetos e obras baseados na análise econômica de seus benefícios e custos. Tais ações, que priorizavam a evacuação das águas pluviais em excesso das áreas urbanas da maneira mais eficiente, com volumes e velocidades de escoamento elevadas, se mostraram ineficiente para a resolução integral do problema.

As melhores soluções para esses problemas são alcançadas a partir de uma compreensão mais integrada do ambiente urbano e das relações entre os sistemas que o compõem. Em outras palavras, o conceito do que se entende por drenagem urbana extravasou o campo restrito da engenharia para se tornar um problema gerencial, com componentes políticos e sociológicos. (Tucci et al., 2007)

Inserido neste contexto, este trabalho procura mostrar a importância desta visão integrada apresentando uma solução alternativa aos sistemas convencionais priorizando, principalmente, a atenuação e o retardo do pico de vazões durante eventos pluviométricos de maior importância.

Portanto, o objetivo geral do trabalho é apresentar as vantagens da utilização de bacias de retenção em planos diretores de macrodrenagem. Para isto, serão apresentados os conceitos essenciais para a compreensão do contexto deste trabalho, ou seja, sobre o planejamento da drenagem, sobre as obras de retenção de águas pluviais e sobre a modelagem hidrológica e hidráulica.

O trabalho será apresentado em três partes principais iniciando com uma revisão bibliográfica acerca de temas apresentados no parágrafo anterior. Em seguida, será apresentada a metodologia utilizada para a realização da modelagem de bacias hidrográficas urbanas. Por fim, será mostrado um estudo de caso envolvendo um projeto real para a implantação de bacias de retenção.

2. OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é demonstrar a utilização de bacias de retenção em planos diretores de macrodrenagem.

O trabalho ainda tem como objetivos específicos:

- Apresentar os conceitos e a metodologia para o planejamento da drenagem e sobre a modelagem hidrológica e hidráulica.
- Mostrar a importância da utilização de medidas sustentáveis nos projetos de drenagem urbana;
- Apresentar um estudo de caso de um projeto real de implantação de bacias de retenção em uma bacia urbana.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Como mencionado anteriormente, a fundamentação teórica deste trabalho está baseada em três conceitos principais sendo eles: o Plano Diretor de Drenagem Urbana, as Bacias de Detenção de Águas Pluviais e a Modelagem Hidráulico-Hidrológica. A Figura 3.1 ilustra a relação entre estes três elementos chave que serão apresentados neste trabalho.

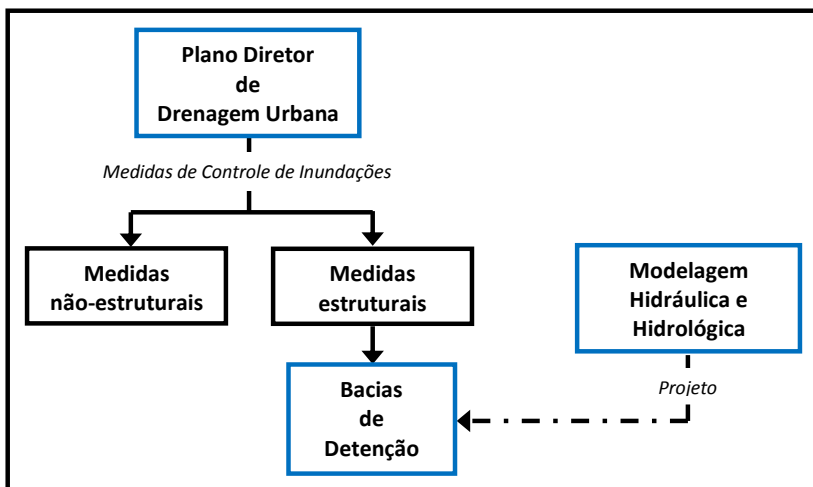


Figura 3.1 - Inserção das Bacias de Detenção e da modelagem no contexto de um Plano Diretor de Drenagem Urbana.

Este capítulo será apresentado em três partes onde serão abordados primeiramente, os impactos da urbanização sobre as bacias hidrográficas, a sua influência sobre o escoamento das águas pluviais e um instrumento de planejamento: o Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU).

Em seguida, serão apresentados os elementos constituintes das bacias de retenção de águas pluviais bem como os dados e parâmetros necessários para a sua concepção, projeto e construção. Por fim, serão introduzidos os conceitos sobre modelagem hidráulica e hidrológica necessários para representação da situação existente e futura, na produção de resultados e na tomada de decisões.

3.1. O Planejamento da Drenagem Urbana

3.1.1. A urbanização e os seus impactos sobre a drenagem urbana

É amplamente conhecido que a urbanização pode ter sérias implicações para a sustentabilidade e a saúde humana a longo prazo, devido aos problemas causados pela alteração do escoamento das águas pluviais como enchentes, erosão das margens de cursos d'água, degradação do habitat e transporte de poluentes. (PAUL e MEYER, 2001).

Com o intuito de aprofundar o conhecimento sobre os impactos da urbanização sobre a drenagem urbana, os seguintes itens apresentarão as suas conseqüências: hidrológica, geomorfológica e química.

a) Hidrologia

A urbanização é responsável pela impermeabilização de grandes áreas diminuindo assim a infiltração e aumentando o escoamento superficial (DUNNE e LEOPOLD, 1968). Com o aumento da velocidade de escoamento, há também a diminuição do tempo de concentração da bacia (PAUL e MEYER 2001) acarretando no transbordamento do sistema de drenagem e aumento da frequência das enchentes. Já com a redução da infiltração, há uma redução do nível do lençol freático por falta de alimentação, principalmente, quando a área é muito extensa (DEP, 2005).

b) Geomorfologia

O maior impacto da urbanização sobre a morfologia da bacia hidrográfica é a alteração da sua capacidade de drenagem (PAUL e MEYER, 2001). Nos canais naturais, a capacidade diminui quando preenchidos por algum material, pavimentados ou direcionados para galerias através de bocas de lobo (DUNNE e LEOPOLD 1978, HIRSCH et al. 1990, MEYER e WALLACE 2001). Entretanto, nos canais artificiais e em estradas, a capacidade de drenagem aumenta assim como a velocidade do escoamento da água contribuindo para a aceleração das cheias (GRAF 1977, MEYER e WALLACE 2001).

O estudo da geomorfologia fluvial mostra que os cursos d'água têm a capacidade de auto-ajustar as suas dimensões (largura e profundidade) com a alteração da distribuição de sedimentos no seu leito (DUNNE e LEOPOLD 1978; ROBERTS 1989).

Durante a fase de construção há a ocorrência da erosão devido à exposição do solo aumentando o carregamento de sedimentos em direção aos cursos d'água (WOLMAN 1967, LEOPOLD 1968, FUSILLO et al. 1977). O aumento de sedimentos leva ao assoreamento

diminuindo a capacidade de escoamento do curso d'água (PAUL e MEYER, 2001).

Após a formação dos bancos de sedimentos ocorre o aumento da velocidade de escoamento que quando suficiente, causa a erosão do fundo e das margens do curso d'água. A magnitude desta resposta geomorfológica varia ao longo da rede de drenagem com o tipo de urbanização, da declividade da bacia e da sua geologia, das características dos sedimentos e do histórico do uso do solo (GREGORY et al. 1992).

c) Química

As atividades humanas são responsáveis pela dispersão de inúmeros poluentes tais como sedimentos, óleos, graxas, metais, produtos agroquímicos, solventes e resíduos sólidos. Esses poluentes, coletivamente denominados como “poluição urbana difusa”, não provém de uma única fonte e são resultantes de todo tipo de uso do solo e da atividade humana no meio urbano (WOODS-BALLARD et al, 2007).

As águas pluviais contaminadas por estes poluentes, ao entrarem em contato com as superfícies e a atmosfera nas áreas urbanas, representam grande risco para os recursos hídricos já que normalmente as águas pluviais não recebem nenhum tipo de tratamento. A Tabela 3.1 lista os principais poluentes presentes nas águas pluviais, suas fontes e seus efeitos.

Tabela 3.1 - Principais poluentes presentes nas águas pluviais.

POLUENTE	FONTE	EFEITOS
Sedimentos Turbidez, Sólidos em Suspensão e Sólidos Dissolvidos	Canteiros de obras, Escoamento em áreas urbanas e rurais, Agricultura, Atmosfera, Efluentes	Alteração de habitats, turbidez, transporte de contaminantes, erosão das margens, Perda de recreação e paisagem
Nutrientes Nitratos, Nitritos, Amônia, Nitrogênio Orgânico, Fosfatos, Fósforo Total	Escoamento em áreas rurais, Agricultura, Erosão, Atmosfera, Efluentes	Proliferação de algas, Formação de Amônia Tóxica e Nitrato Tóxico, Perda de recreação e paisagem
Patógenos Coliformes Totais e Fecais, Estreptococos, E. coli, Enterococcus	Escoamento em áreas urbanas e rurais, Sistemas Sépticos, Efluentes, Animais Domésticos/Selvagens	Infecções Auditivas e Intestinais, Contaminação de Mariscos/Ostras, Perda de recreação e paisagem
Enriquecimento Orgânico DBO, DQO, COT e OD	Escoamento em áreas urbanas e rurais, Efluentes	Diminuição do Oxigênio Dissolvido, Odores, Morte de Peixes
Poluentes Tóxicos Metais, Compostos Orgânicos	Escoamento em áreas urbanas e rurais, Agrotóxicos, Reservatórios subterrâneos, Resíduos Perigosos, Resíduos Domésticos, Efluentes Industriais	Toxidade para humanos e a vida aquática, Bioacumulação

Fonte: Urban Runoff Pollution Prevention and Control Planning (1993) apud Bingham et al.

3.1.2. Plano Diretor de Drenagem Urbana

Os impactos decorrentes da urbanização apresentados podem ser minimizados com o planejamento urbano aliado à vontade política dos governantes. A ferramenta mais conhecida para planejamento das cidades é o Plano Diretor que tem como objetivo direcionar as formas de uso e ocupação das terras visando a melhoria da qualidade de vida e a conservação e a preservação dos recursos naturais.

O planejamento da drenagem faz parte da comunidade urbana, envolvendo diversas questões sociais, técnicas e ambiental das bacias hidrográficas, devendo estar aliada ao planejamento urbano desde seu

início. (UDFCD, 2008) Sendo assim, este item apresentará os elementos fundamentais de um Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU).

O PDDU, de acordo com Tucci (2002), “tem o objetivo de criar os mecanismos de gestão da infra-estrutura urbana relacionado com o escoamento das águas pluviais e dos rios na área urbana. Este planejamento visa evitar perdas econômicas, melhoria das condições de saúde e meio ambiente da cidade”.

A Figura 3.2 a seguir apresenta a estrutura do Plano Diretor de Drenagem Urbana.

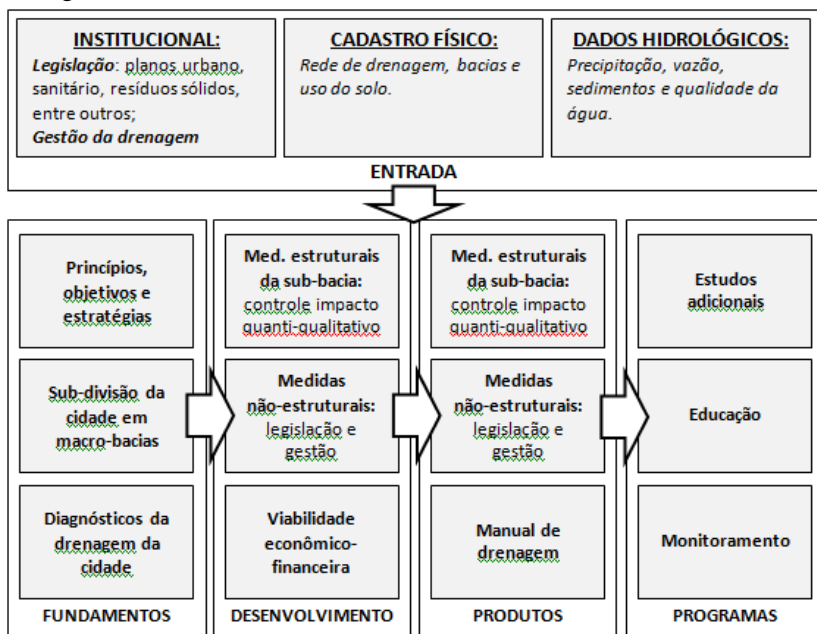


Figura 3.2 - Elementos do Plano Diretor de Drenagem Urbana.

Fonte: Tucci (2002).

Tucci (2002) apresenta os princípios essenciais para o bom desenvolvimento de um programa consistente de drenagem urbana visando a minimização dos impactos decorrentes da urbanização. Dentre eles é possível destacar:

- Plano de Drenagem Urbana faz parte do Plano de Desenvolvimento Urbano e Ambiental da cidade.
- O Plano deve prever a minimização do impacto ambiental devido ao escoamento pluvial, através da compatibilização com o planejamento do saneamento ambiental, controle do material sólido

e a redução da carga poluente nas águas pluviais que escoam para o sistema fluvial externo a cidade.

- O PDDU, na sua regulamentação, deve contemplar o planejamento das áreas a serem desenvolvidas e a densificação das áreas totalmente loteadas.
- O controle deve ser realizado considerando a bacia como um todo e não em trechos isolados.
- Valorização dos mecanismos naturais de escoamento na bacia hidrográfica preservando os canais naturais quando possível.
- Integrar o planejamento setorial de drenagem urbana, esgotamento sanitário e resíduos sólidos.
- Os meios de implantação do controle de enchentes são: o Plano Diretor Urbano, as Legislações Municipal/Estadual e o Manual de Drenagem.
- O controle de enchentes é um processo permanente onde o estabelecimento de regulamentos e construção de obras de proteção não é suficiente, é necessário estar atento às potenciais violações da legislação na expansão da ocupação do solo das áreas de risco.
- O conjunto destes princípios prioriza o controle do escoamento urbano na fonte distribuindo as medidas para aqueles que produzem o aumento do escoamento e a contaminação das águas pluviais.

O desenvolvimento do PDDU inclui medidas estruturais e não-estruturais definidas como:

- **Medidas Estruturais:** são obras de engenharia para a redução do risco de enchentes por meio da ação sobre a bacia ou sobre o sistema fluvial (TUCCI, 2007). A Tabela 3.2 mostra as principais medidas estruturais.
- **Medidas não-estruturais:** são medidas complementares as medidas estruturais com o objetivo de diminuir os riscos de inundação com custos menores. Algumas destas medidas são produtos ou recomendações dos planos diretores de drenagem urbana onde as principais medidas são:
 - Regulamentação do uso da terra ou zoneamento de áreas inundáveis;
 - Construção à prova de enchente;
 - Seguro;
 - Sistema de previsão e alerta;
 - Legislação.

Tabela 3.2 - Principais medidas estruturais

MEDIDA	PRINCIPAL VANTAGEM	PRINCIPAL DESVANTAGEM	APLICAÇÃO
MEDIDAS EXTENSIVAS			
Controle da cobertura vegetal	Redução do pico de cheia	Impraticável para grandes áreas	Pequenas bacias
Controle da erosão do solo	Reduz assoreamento		
MEDIDAS INTENSIVAS			
Diques e polders	Alto grau de proteção de uma área	Danos significativos caso falhe	Grandes rios
Melhoria do canal:			
- Redução da rugosidade por desobstrução	Aumento da vazão com pouco investimento	Efeito localizado	Pequenos rios
- Corte de meandro	Amplia a área protegida e acelera o escoamento	Impacto negativo em rio com fundo aluvionar	Área de inundação estreita
Reservatórios			
- Todos os reservatórios	Controle a jusante	Localização difícil	Bacias intermediárias
- Reservatórios com comportas	Mais eficiente com o mesmo volume	Vulnerável a erros humanos	Projeto de múltiplos usos
- Reservatórios para cheias	Operação com o mínimo de perdas	Custo não compartilhado	Restrito ao controle de enchentes
Mudança de canal			
- Caminho da cheia	Amortecimento de volume	Depende da topografia	Grandes bacias
- Desvios	Reduz a vazão do canal principal		Bacias média e grandes

Fonte: adaptado de Simons et al. (1977) apud Tucci (2007).

Os produtos a serem obtidos com o PDDU segundo Tucci (2002) são:

- Legislação e/ou Regulamentação que compõem as medidas não-estruturais;
- Proposta de gestão da drenagem urbana dentro da estrutura municipal de administração;
- Mecanismo financeiro e econômico para viabilizar as diferentes medidas;
- Plano de controle das bacias hidrográficas urbanas: são os estudos necessários de controle estrutural de cada sub-bacia da cidade;
- Plano de Ações: é o conjunto de medidas escalonadas no tempo de acordo com a viabilidade financeira;
- Manual de Drenagem: serve para dar bases do Plano e todos os elementos necessários para o preparo dos projetos na cidade.

Por fim, o planejamento da drenagem urbana considerando a sua visão integrada, pode ser ilustrado pela Figura 3.3.



Figura 3.3 - Elementos essenciais no planejamento da drenagem urbana sustentável.

3.1.3. Sistemas de Drenagem Urbana Sustentável

Os Sistemas de Drenagem Urbana Sustentável (*“Sustainable Urban Drainage Systems”*) são projetados com o objetivo de controlar o escoamento das águas pluviais quantitativamente e qualitativamente. A filosofia dos SUDS é reproduzir a drenagem do local anteriormente ao desenvolvimento urbano da melhor maneira possível (WOODS-

BALLARD et al, 2007). Desta forma, o seu planejamento prioriza o controle na fonte, ou seja, na origem do escoamento, e ações pontuais com maior interação com o meio ambiente.

Os SUDS também podem ser encontrados na literatura como *Best Management Practices – BMP* (traduzidas neste trabalho como Melhores Práticas de Gerenciamento). A Figura 3.4 a seguir apresenta os elementos dos SUDS:

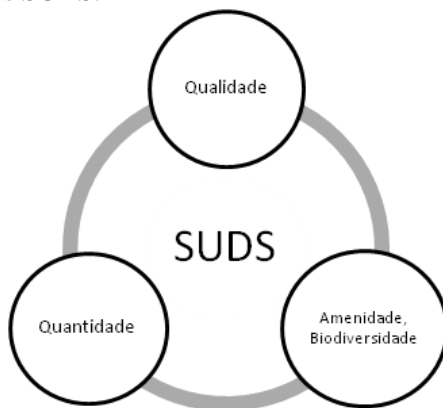


Figura 3.4 - Elementos dos Sistemas de Drenagem Urbana Sustentável.

Fonte: Adaptado de WOODS-BALLARD et al (2007).

De acordo com a WOODS-BALLARD et al (2007), os sistemas de drenagem tradicionais não têm sido projetados seguindo o conceito de sustentabilidade onde algumas questões não recebem a devida importância como: o controle eficaz de enchentes, a manutenção da qualidade da água e a proteção dos recursos hídricos e da biodiversidade.

A filosofia dos Sistemas de Drenagem Urbana Sustentáveis é apresentada por WOODS-BALLARD et al (2007):

- Redução das taxas de escoamento reduzindo os riscos de enchentes.
- Redução dos volumes e da frequência de escoamento que tendem a aumentar devido à urbanização, diminuindo o risco de enchentes e os danos causados pela má qualidade das águas pluviais contaminadas.
- Incentivo a recarga natural das águas subterrâneas minimizando impactos sobre aquíferos e outros corpos d'água.

- Redução da concentração de poluentes nas águas pluviais protegendo a qualidade dos corpos receptores.
- Redução do volume de água escoada por meio do sistema de galerias reduzindo as descargas de água contaminada nos corpos receptores.
- Contribuição para o reforço da amenização dos impactos e aumento do valor estético das áreas urbanizadas.
- Adequação de habitats para a vida selvagem em áreas urbanas e oportunidades para o reforço da biodiversidade.

Dentre as tecnologias propostas pelos SUDS, há duas formas de controle das águas pluviais: o quantitativo e o qualitativo.

O controle quantitativo das águas pluviais dentro da drenagem sustentável tem como principal objetivo a proteção da população e das cidades contra as enchentes e a minimização dos impactos causados pela urbanização. De acordo com a WOODS-BALLARD et al (2007), as medidas de controle quantitativo baseiam-se na infiltração, na retenção, no transporte e na coleta na fonte.

Com o intuito de complementar os sistemas de drenagem com a melhoria da qualidade da água, diversos tipos de tratamentos podem ser explorados e agregados às tecnologias dos SUDS, caracterizando o controle qualitativo. Estas tecnologias compreendem: a sedimentação, a adsorção, a filtração/biofiltração, a biodegradação e a remoção por plantas.

Os SUDS utilizam diversas tecnologias, mas somente serão abordadas neste trabalho, as bacias de retenção e detenção apresentadas no item 3.2. Entretanto, podemos citar outras tecnologias como: faixas de filtração, canais vegetados, valas de infiltração, bioretenção, pavimentos porosos, bacias de infiltração e wetlands.

Ao realizar projetos de drenagem, a seleção das tecnologias a serem empregadas é realizada, principalmente, com base nos aspectos referentes ao local das obras e aos objetivos do projeto. Dentre os critérios de seleção é possível citar: tipo e uso do solo; características locais; características de coleta; desempenho desejado em relação à quantidade, qualidade, amenidade e meio ambiente.

3.2. Bacias de Detenção de Águas Pluviais

Inserido no contexto dos planos diretores de drenagem urbana, este trabalho abordará uma das medidas estruturais mais utilizadas: as bacias de retenção de águas pluviais. As bacias de retenção são reservatórios que visam, de acordo com Tucci et al (1995), minimizar o impacto hidrológico da redução da capacidade de armazenamento natural da bacia hidrográfica.

A bacia hidrográfica tem uma capacidade de armazenamento natural das precipitações devido, principalmente, à infiltração no solo e à interceptação pela vegetação. Com a urbanização, esta capacidade reduz proporcionalmente ao aumento do grau de impermeabilização da bacia exigindo ações que compensem esta redução de capacidade, como é o caso das bacias de retenção.

A retenção dos escoamentos utilizando reservatórios ou outros dispositivos existentes tem a finalidade principal de promover a redução do pico das enchentes, por meio do amortecimento conveniente das ondas de cheia, obtida pelo armazenamento de parte do volume escoado. (Canholi, 2005)

A Tabela 3.3 resume algumas vantagens e desvantagens desta tecnologia.

Tabela 3.3 - Vantagens e desvantagens das bacias de retenção.

VANTAGENS		DESVANTAGENS	
<ul style="list-style-type: none">• Pode atender a eventos chuvosos de diferentes intensidades• Podem ser usadas onde a reserva de água subterrânea é vulnerável		<ul style="list-style-type: none">• Baixa remoção de poluentes• A profundidade de retenção pode ser limitada pela diferença de nível entre entrada e saída	
<ul style="list-style-type: none">• Projeto e construção simples• Pode ter funções complementares• Fácil manutenção			

Fonte: adaptado de WOODS-BALLARD et al (2007).

3.2.1. Tipos de reservatórios

Existem diferentes tipos de reservatórios e as suas denominações podem causar certa confusão como no caso dos termos “retenção” e “retenção” onde diversos autores as classificam da seguinte maneira como Walesh (1989), Urbonas e Stahre (1990), Lazaro (1990), ASCE (1992) e Canholi (2005).

As bacias de retenção são reservatórios “secos” que permanecem vazios na maior parte do tempo. Durante a chuva eles recebem o

escoamento e o armazenam temporariamente. Dependendo do seu tamanho, a água pode ser estocada durante toda a duração da chuva ou senão, o reservatório pode manter uma vazão de saída que não represente risco para a região a jusante.

As bacias de retenção possuem uma lâmina d'água permanente, formando uma espécie de lago. Este tipo de bacia pode ainda, ter funções complementares como tratamento da água, infiltração, irrigação, combate a incêndios, paisagismo, recreação e lazer por exemplo. Além disso, estes dois tipos de bacia podem ter a função complementar de controle de sedimentos.

O escoamento das águas pluviais sobre a bacia, devido à "lavagem" do solo e incremento de vazões, contribui significativamente para o aporte de sedimentos e poluentes para os cursos d'água. Desta forma, o acúmulo de material acarreta na diminuição da capacidade de escoamento agravando as inundações. As bacias de sedimentação têm a função principal de reter os sólidos em suspensão, porém podem ser associados a outros usos como o controle de inundações.

Os reservatórios de águas pluviais podem ainda, serem diferenciados de acordo com a sua disposição em relação ao curso d'água, podendo ser "on-line" ou "off-line".

Os reservatórios on-line são implantados na linha principal do sistema, recebendo todo o escoamento gerado a montante e restituindo-o de forma atenuada e retardada ao sistema de drenagem continuamente, normalmente por gravidade. (Canholi, 2005)

Os reservatórios off-line, estes recebem a água através de canais ou vertedores que redirecionam o fluxo quando há uma vazão excedente pré-determinada no curso d'água. Após o fim da chuva e passados os picos de vazão, a água é restituída ao sistema por bombeamento ou por válvulas controladas.

3.2.2. Dimensionamento

O dimensionamento de uma bacia de detenção tem o objetivo de estimar as vazões que podem ser geradas durante uma precipitação respectiva a um período de retorno para a determinação do volume do reservatório e da função de esvaziamento. (CERTU, 2003).

Este cálculo envolve simulações matemáticas de amortecimento de cheias (*routing*) que tem como dados de entrada o hidrograma de projeto (ver item 3.3.5) as características físicas do reservatório (curva cota x área x volume, níveis d'água máximo e mínimo admissíveis) e a curva (cota x vazão) da estrutura de controle de saída e, como resultado

esperado, o hidrograma de vazões efluentes, os níveis d'água atingidos na saída da bacia de detenção e o volume armazenado. (Canholi, 2005).

O volume armazenado no reservatório pode ser descrito pela Equação 3.1.

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad \text{Equação 3.1}$$

Onde:

I: vazão afluyente [m^3/s];

Q: vazão efluente [m^3/s];

S: volume [m^3].

O procedimento de cálculo consiste em calcular a variação do volume do reservatório através da Equação 3.2 para cada passo de tempo do hidrograma de projeto, utilizado como a vazão afluyente. Desta forma, é possível determinar um novo hidrograma com duas curvas (Figura 3.5) onde o volume do reservatório será determinado a partir da diferença entre a curva da vazão de projeto e da vazão amortecida pelo reservatório. A Equação 3.2 apresenta o cálculo iterativo aplicado.

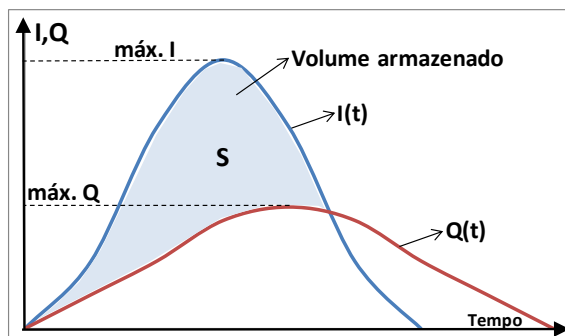


Figura 3.5 - Representação do amortecimento de cheias em reservatórios.

$$(I_1 + I_2) + \left(\frac{2 \cdot S_1}{\Delta t} - Q_1 \right) = \left(\frac{2 \cdot S_2}{\Delta t} - Q_2 \right) \quad \text{Equação 3.2}$$

Onde:

*I*₁ e *I*₂: vazões afluentes nos instantes 1 e 2;

Δt : período de tempo entre 1 e 2;

*S*₁ e *S*₂: volumes reservados nos instantes 1 e 2;

*Q*₁ e *Q*₂: vazões efluentes nos instantes 1 e 2.

Neste processo interativo, as incógnitas são S_2 e Q_2 e podem ser obtidas a partir das curvas *cota x volume* e *cota x vazão efluente*.

Tucci et al. (2007) ressaltam a importância de também considerar no dimensionamento, eventos pluviométricos frequentes com o intuito de assegurar a eficiência do reservatório para vazões de baixo período de retorno.

3.2.3. Estruturas de entrada

A entrada dos reservatórios geralmente utiliza vertedores frontais ou laterais, sendo este último o mais comum. Os vertedores frontais são apresentados no item 3.2.4 a seguir, por serem mais utilizados como estruturas de saída.

O vertedor lateral é formado por uma abertura do canal que ao receber uma vazão acima de uma capacidade determinada, tem o fluxo excedente direcionado lateralmente para o reservatório. Para o dimensionamento desta estrutura, Canholi (2005) recomenda considerar três aspectos: as perturbações do escoamento nas extremidades do vertedor, a vazão específica da soleira ou o seu coeficiente de descarga e o regime hidráulico do canal que determinará as variações das cargas a montante da soleira. A vazão escoada por este tipo de vertedor pode ser calculada pela Equação 3.3.

$$Q = \frac{C_v \sqrt{2g}}{h^{3/2} \cdot L_{\text{útil}}} \quad \text{Equação 3.3}$$

Onde:

C_v : coeficiente de vazão (ver Tabela 3.4);

g : aceleração da gravidade [$9,81 \text{ m/s}^2$];

h : carga sobre a soleira do vertedor [m];

$L_{\text{útil}}$: comprimento útil da soleira [m].

Se o comprimento da soleira for $L > 5h$, é possível admitir $L_{\text{útil}} = L - 0,2 \cdot h$ considerando a contração lateral do escoamento.

Tabela 3.4 - Coeficientes de vazão para estimativas preliminares para vertedores laterais.

Cargas [m]	Coeficientes de vazão (C_v)		
	<i>Parede delgada</i>	<i>Parede espessa arredondada</i>	<i>Parede espessa com aresta viva</i>
0,10	0,370	0,315	0,270
0,15	0,360	0,320	0,270
0,20	0,355	0,320	0,273
0,30	0,350	0,325	0,275
0,50	0,350	0,325	0,276
0,70	0,350	0,330	0,280

Fonte: Dominguez (1974) apud Canholi (2005).

3.2.4. Estruturas de saída

A vazão efluente da bacia de detenção depende diretamente do tipo e das dimensões da sua estrutura de saída. Neste item serão apresentados alguns tipos de estruturas baseados no trabalho de Canholi (2005).

A escolha do tipo de estrutura de saída dependerá do hidrograma efluente desejado durante a operação do reservatório, podendo ser adotada uma combinação entre diferentes estruturas e sistemas de comportas manuais ou automatizadas. Para assegurar o nível máximo de armazenamento, normalmente são utilizados vertedores de soleira livre.

- a) **Extravadores tipo orifício:** podem ser considerados nesta classificação, pequenos orifícios e tubulações curtas cujo comprimento possa ser admitido como igual a zero.

$$Q = K_o \cdot a_o \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{Equação 3.4}$$

Onde:

K_o : coeficiente de descarga do orifício;

a_o : área da seção transversal do orifício;

h : altura d'água acima do eixo central do orifício (orifício livre) ou diferença de nível d'água (orifício afogado).

* Condição: $h/D > 1,2$ (D : altura do orifício)

- b) **Galeria de fundo com controle de entrada:** o escoamento é limitado pelas características hidráulicas da entrada da galeria, inferior a capacidade de vazão do seu trecho jusante. Neste caso, o escoamento na galeria é supercrítico, podendo haver a formação de um ressalto hidráulico no seu interior.

- c) **Galeria de fundo com controle de saída:** o escoamento é limitado pelas características hidráulicas de saída da galeria onde o escoamento no seu interior pode ocorrer à seção plena (afogado) ou parcialmente cheio (livre).
- d) **Extravadores de soleira livre:** podem ter seções com diferentes formatos (retangular, triangular ou trapezoidal) e terem paredes delgadas ou espessas. Abaixo é apresentada a Equação 3.5 para os vertedores retangulares por serem os mais utilizados e as tabelas para aplicação dos coeficientes em função do tipo de parede.

$$Q = C_v \cdot L_u \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad \text{Equação 3.5}$$

Onde:

C_v : coeficiente de vazão (ver Tabela 3.5 e Tabela 3.6);

L_v : comprimento útil da soleira [m];

H : carga total acima da soleira $h + \frac{v^2}{2g}$ [m].

Quando as paredes do vertedor não forem arredondadas, pode se adotar $L_{\text{útil}} = L - 0,2 \cdot h$. No caso do extravasor com soleira espessa, a carga total deve ser corrigida pela equação $h_c = \frac{2}{3} H$ (Chow, 1973 apud Canholi, 2005) para o cálculo da lâmina crítica. Nas tabelas abaixo, “P” representa a altura entre o fundo do canal/reservatório e a soleira do vertedor.

Tabela 3.5 - Coeficientes de vazão - parede delgada.

P/h	C_v
0,2	0,45
0,5	0,48
0,7	0,48
1,0	0,49
1,5	0,43
>2,5	0,50

Fonte: Bureau (1987) apud Canholi (2005).

Tabela 3.6 - Coeficientes de vazão - soleira espessa.

$\frac{h}{P+h}$	C_{v1} (aresta viva)	C_{v2} (aresta arredondada)
0,2	0,32	0,37
0,5	0,34	0,39
0,8	0,40	0,43
1,0	0,46	0,46

Fonte: Canholi (2005).

- e) **Tomada vertical perfurada:** constituída por um tubo vertical perfurado com espaçamento uniforme entre as aberturas, o cálculo da vazão é realizado pela Equação 3.6 elaborada empiricamente por McEnroe et al (1988, apud Canholi, 2005).

$$Q = C_s \cdot \frac{2.A_s}{3.h_s} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{3/2} \quad \text{Equação 3.6}$$

Onde:

C_s : coeficiente dos furos laterais ($C_s = 0,611$);

A_s : área total dos furos [m^2];

h : altura do trecho perfurado [m].

* Condição: $h < h_s$

3.2.5. Operação e manutenção

O projeto do reservatório de águas pluviais deve incluir as preocupações com a economia e facilidade dos serviços de operação e manutenção. Dentre estes cuidados, a ASCE (1992) destaca:

- Manutenção do funcionamento hidráulico normal da estrutura durante toda a sua vida útil;
- Prevenção da proliferação de insetos e outros vetores de doença;
- Segurança e conveniência para a visitação pública, principalmente em relação a crianças;
- Preservação do aspecto visual agradável;
- Manutenção das funções complementares do reservatório como o lazer e recreação;
- Custos de manutenção.

3.3. Modelagem

Em hidrologia urbana, a modelagem é utilizada para representar o ciclo da água em bacias hidrográficas urbanizadas com o intuito de melhor compreender a dinâmica e possibilitar a simulação de cenários atuais e futuros. O significado dado aqui para o termo “modelo” pode ser aprofundado pela definição utilizada na teoria de sistemas por Roy (1985): “um modelo é um esquema que, por uma série de questões, é considerado como a representação de uma classe de fenômenos, classificados como mais ou menos relevantes por um observador para servir para a investigação e/ou para a informação.”

Nesta definição, dois pontos importantes sobre a modelagem podem ser destacados. Primeiramente, um modelo não é apenas um

conjunto de equações matemáticas, mas também uma representação da realidade baseada nas ciências físicas. Além disso, a composição do modelo depende significativamente do pesquisador e das questões que ele procura responder.

Os modelos podem ser classificados em três categorias principais:

- **Modelo físico:** é a reprodução de um sistema real em escala reduzida, como os modelos hidráulicos reduzidos, por exemplo.
- **Modelo analógico:** onde o fenômeno base do modelo apresenta comportamento análogo ao fenômeno representado, porém, possuindo estruturas físicas completamente diferentes como por exemplo, um circuito elétrico que pode representar o fluxo de água subterrâneo.
- **Modelo matemático:** é um modelo onde a representação quantitativa de um processo ou fenômeno utilizando fórmulas matemáticas teóricas ou empíricas como no caso das equações de chuva, por exemplo.

Na drenagem urbana, o interesse está em modelar o comportamento da bacia hidrográfica utilizando modelos matemáticos hidrológicos e hidráulicos, com o objetivo de prever o hidrograma a partir de diferentes precipitações e das características do escoamento sobre a bacia e em seus canais. A partir destes resultados, é possível realizar o planejamento e definir as intervenções necessárias na bacia conhecendo os pontos críticos sujeitos a inundações e verificando a capacidade das estruturas hidráulicas.

O quadro (Figura 3.6) abaixo apresenta uma metodologia para a realização de estudos hidrológicos e hidráulicos em drenagem urbana. A partir da escolha do período de retorno e em posse dos dados de precipitação e do levantamento das características da bacia hidrográfica, é realizada a determinação da tormenta de projeto e do escoamento superficial direto. Em seguida, são calculadas as vazões de projeto, geralmente apresentadas na forma de hidrograma. Por fim, são realizados os cálculos hidráulicos para o dimensionamento das estruturas hidráulicas do projeto.

Este tipo de simulação foi criado para a aplicação em planos de controle de inundações e estudos de seguro contra inundações para a avaliação de zonas de risco próximas aos cursos d'água.

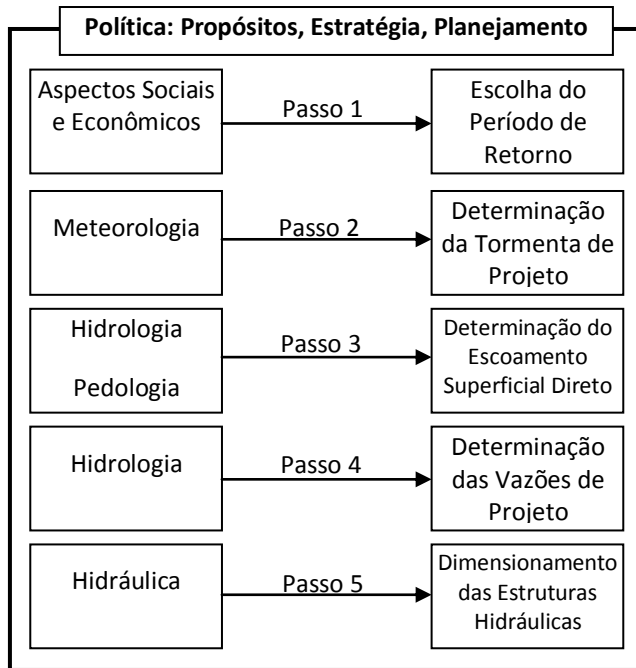


Figura 3.6 - Sequência de passos de um estudo de drenagem urbana.

Fonte: Tucci et al. (1995).

O levantamento de dados de um projeto de drenagem é essencial para a determinação da chuva de projeto e conhecimento acerca das características da bacia hidrográfica que determinarão o comportamento do escoamento. Os itens a seguir apresentam os dados necessários para a realização deste tipo de estudo.

3.3.1. Precipitações naturais e chuva de projeto

Em projetos de drenagem urbana é comum a adoção de uma chuva de projeto para a determinação das vazões máximas a serem suportadas pela estrutura hidráulica projetada. A chuva de projeto está associada a uma probabilidade de ocorrência da precipitação conhecido como tempo de retorno, período de retorno ou tempo de recorrência. O período de retorno é o tempo, geralmente expresso em anos, em que uma precipitação é em média, igualada ou superada pelo menos uma vez.

A escolha do período de retorno normalmente é feita de acordo com o tipo de obra que se deseja realizar. A sua escolha envolve uma relação entre a disponibilidade de recursos econômicos, o risco a ser assumido e

a segurança da população. O manual da ASCE (1992) sugere alguns períodos de retorno em função do tipo de ocupação do solo e do sistema de drenagem como apresentado na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Valores típicos de períodos de retorno.

Uso do solo	Período de Retorno
Sistemas de Microdrenagem	
Áreas Residenciais	2 – 5 anos
Áreas Comerciais	2 – 10 anos
Aeroportos	2 – 10 anos
Áreas centrais de maior importância	5 – 10 anos
Elementos de Sistemas de Macrodrenagem	> 100 anos

Fonte: ASCE (1992).

A chuva de projeto é determinada por meio das curvas intensidade-duração-frequência (idf) da região estudada. As curvas idf relacionam a intensidade máxima de uma chuva para um período de retorno determinado, em função da sua duração através da análise estatística de uma série histórica de dados de precipitações. A Figura 3.7 apresenta a curva idf para a cidade de São Paulo.

A partir da curva idf, determinados o período de retorno e a duração da chuva de projeto, é possível obter a sua precipitação máxima. A duração pode ser definida conhecendo a dinâmica de escoamento superficial da bacia. De acordo com Tucci et al. (1995), geralmente adota-se, para a chuva de uma pequena bacia hidrográfica, uma duração igual ao tempo de concentração da bacia. Sendo essa hipótese válida, quando a contribuição do escoamento superficial no exutório da bacia atinja um regime permanente após a duração da chuva superar o tempo de concentração da bacia.

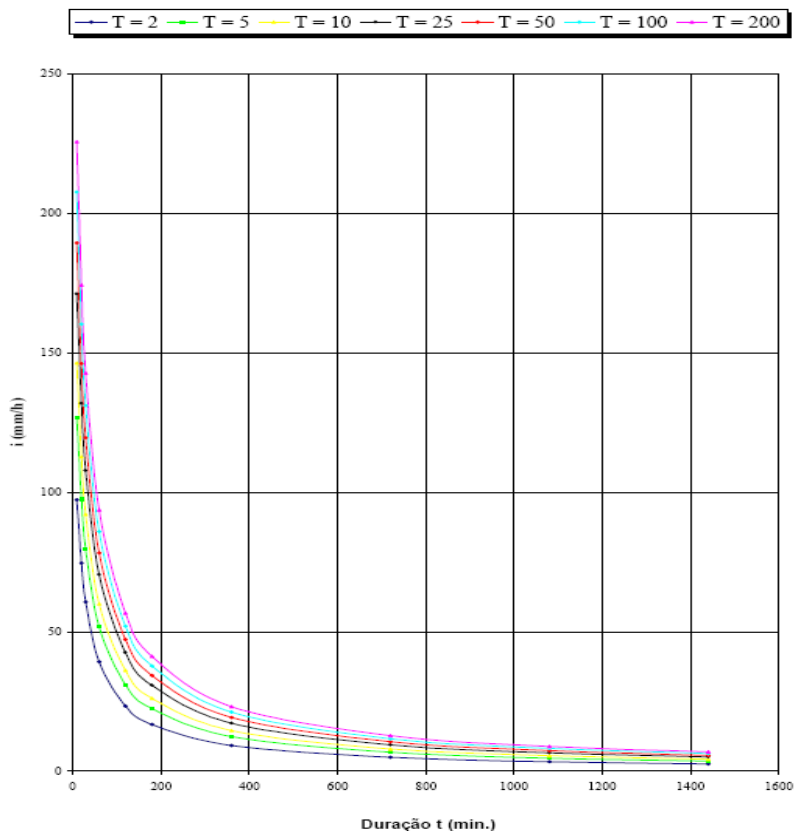


Figura 3.7 - Curva Intensidade-Duração-Frequência para a cidade de São Paulo.

Fonte: Martinez e Magni, 1999.

Obtida a precipitação máxima, é necessária a determinação do hietograma da chuva de projeto, que é a representação gráfica da chuva discretizando a sua intensidade em intervalos de tempo ao longo da sua duração. Sendo assim, a partir da precipitação máxima, a distribuição temporal desta precipitação deve ser realizada para a obtenção de um hietograma de projeto mais próximo de uma chuva real.

A intensidade de uma chuva não é constante ao longo de sua duração onde esta variação aliada aos fatores que caracterizam a bacia hidrográfica, como a sua ocupação, o tipo de solo e sua condição inicial de umidade influenciam diretamente na infiltração, na dinâmica de escoamento e, conseqüentemente, forma do hidrograma.

De acordo com Tucci et al. (1995), vários pesquisadores, como Keifer e Chu (1957), Huff (1967), Wiesner (1970), Pilgrim e Cordery (1975), Yen e Chow (1980), McCuen (1982), Magni e Mero (1986) e outros, mostram grande dispersão nos padrões dos hietogramas para precipitações de mesma duração, devido à complexidade dos fenômenos físicos envolvidos e ressalta três tendências verificadas nessas análises, sendo elas:

- para chuvas de curta duração, menores do que meia hora, o hietograma é caracterizado por grandes intensidades no início da precipitação;
- para chuvas de duração intermediária, menores do que dez horas, o hietograma é representado por intensidades maiores na primeira metade da duração;
- para chuvas de grande duração, acima de dez horas, o hietograma apresenta intensidades mais uniformes.

A distribuição temporal das precipitações para uma região pode ser obtida por diferentes métodos. O mais indicado seria o registro de dados por uma estação pluviométrica em pequenos intervalos de tempo na ordem de minutos. Entretanto, no Brasil, este tipo de medição não é realizado em muitos lugares, principalmente, devido a sua inviabilidade econômica. Em locais onde não há este tipo de informação, a distribuição temporal pode ser obtida por meio dos métodos existentes como: Hidrograma triangular, Blocos alternados, Huff, Soil Conservation Service e método de Chicago, entre outros.

Neste trabalho, a distribuição temporal da chuva de projeto foi obtida utilizando a distribuição de Huff, método que foi elaborado empiricamente nos Estados Unidos em 1967. Como apresentado pela ASCE (1992), o histórico de chuvas foi dividido em quatro grupos em função do seu pico de intensidade e da sua variação ao longo do tempo. Dentre estes grupos, chamados de quartis, o primeiro quartil representa as chuvas de menor duração e maior intensidade e é recomendado para representar chuvas em bacias urbanas. A Figura 3.8 expõe a distribuição adimensional de precipitações para os quatro quartis de Huff. Os coeficientes para a aplicação deste método, referentes aos quatro quartis, são apresentados na Tabela 8.1, no Anexo I (item 8.1).

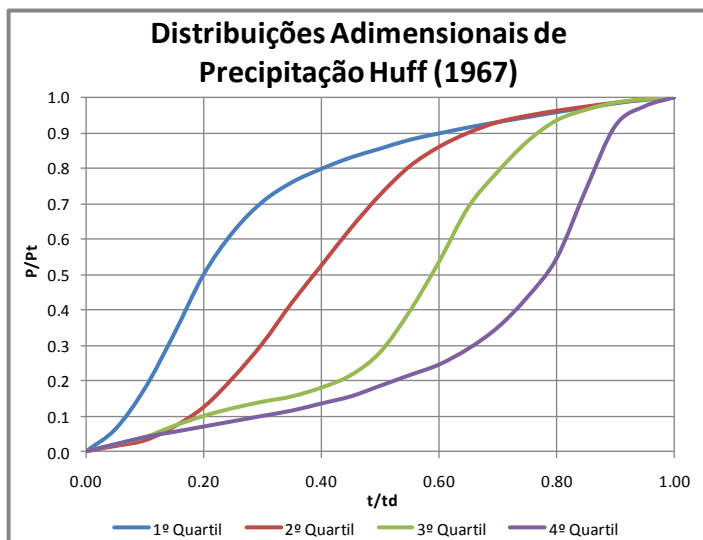


Figura 3.8 - Distribuição adimensional de precipitação pelo método de Huff (1967).

A intensidade de uma chuva varia espacialmente de acordo com as características de uma região como a topografia e as condições climáticas. Desta forma, os registros pluviométricos de um posto de monitoramento serão representativos para uma área próxima ao posto, que pode variar entre 1 km² e 25 km².

No caso de bacias maiores, para melhorar a qualidade da simulação, é necessário possuir mais postos pluviométricos em operação. Quando há mais de um posto pluviométrico, a ponderação espacial do valor da precipitação pode ser realizada por uma média aritmética ou pela aplicação de outros dois métodos mais elaborados como pelos polígonos de Thiessen ou pelas Isoietas.

3.3.2. Tempo de concentração

O tempo de concentração é um conceito hidrológico muito importante para o planejamento da drenagem urbana sendo imprescindível, não só para o zoneamento das áreas com risco de enchentes e enxurradas, mas também na elaboração de sistemas de alerta e planos de contingência. Na elaboração do hidrograma de projeto, o tempo de concentração está diretamente relacionado com o tempo em que ocorre o pico da descarga, durante um evento chuvoso.

De acordo com Tucci (2007), “o Tempo de Concentração é o tempo que uma gota de água leva para escoar superficialmente do ponto mais distante da bacia até a seção principal. É indicador da memória de resposta da bacia”.

Uma série de fórmulas foi elaborada para estimar o tempo de concentração de bacias hidrográficas. Como destaca Tucci et al. (1995), a maioria dessas expressões é empírica e, portanto, só valem para condições muito semelhantes às de sua determinação. Além da escolha da fórmula adequada, em função das características da bacia hidrografia estudada, recomenda-se realizar a discretização da bacia subdividindo-a em partes homogêneas calculando o tempo de concentração em cada parte separadamente.

Dentre as fórmulas existentes, podemos citar: Kirpich (1940), Califórnia Culverts Practice (1942), Dooge (1956), Onda Cinemática (1963), U.S. Federal Aviation Agency (1970), SCS Lag Formula (1975) e o Modelo Cinemático do SCS (1975). Neste trabalho, adotou-se este último, o Modelo Cinemático apresentado pela Equação 3.7.

$$t_c = \frac{L}{60.v} + t_d$$

Equação 3.7

Onde:

t_c : tempo de concentração [min];

L : comprimento do talvegue [km];

v : velocidade de escoamento [m/s];

t_d : tempo difuso (tempo decorrido entre o início da chuva e a chegada do escoamento nos canais de drenagem) [min].

Na parte superior das bacias, em que predomina o escoamento em superfícies ou em canais mal definidos, a velocidade pode ser determinada por meio da Equação 3.8. No caso de canais bem definidos e galerias, recomenda-se a utilização da fórmula de Manning apresentada pela Equação 3.9. (Tucci et al., 1995)

$$v = C_v . S^{0.5}$$

Equação 3.8

Onde:

v : velocidade de escoamento [m/s];

C_v : coeficiente de escoamento em superfícies e calhas rasas (Tabela 3.8);

S : declividade média da bacia [m/m].

Tabela 3.8 - Coeficientes de escoamento em superfícies e calhas rasas.

Ocupação do solo	C _v
Florestas densas	0,075
Campos naturais poucos cultivados	0,135
Gramas ou pastos ralos	0,210
Solos quase nus	0,300
Canais gramados	0,450
Escoamento em lâmina sobre pavimentos ou em sarjetas e calhas rasas	0,600

Fonte: Tucci et al. (1995).

$$v = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot I_o^{1/2}$$

Equação 3.9

Onde:

v: velocidade [m/s];

n: coeficiente de Manning;

R_h: raio hidráulico [m/m];

I_o: declividade [m/m].

3.3.3. Escoamento superficial

O escoamento superficial sobre a bacia hidrográfica compreende complexos fenômenos físicos que influenciam diretamente na formação do hidrograma da bacia tais como: a evaporação, a infiltração no solo, a interceptação da chuva pela vegetação e o armazenamento de água em depressões no terreno. Desta forma, a complexidade do cálculo do escoamento dependerá da magnitude do projeto e a sua representatividade variará em função da disponibilidade e qualidade dos dados da bacia.

Neste trabalho, o escoamento superficial foi estimado utilizando o método do “U.S. Soil Conservation Service” (SCS), elaborado em 1972 a partir do estudo do escoamento superficial em pequenas bacias rurais nos Estados Unidos. Basicamente, este método permite que uma precipitação total seja transformada em precipitação efetiva utilizando parâmetros para representar a infiltração e a retenção da água sobre a bacia.

O método do SCS é aplicado empregando as equações 3.10, 3.11 e 3.12 a seguir.

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S}$$

Equação 3.10

$$I_a = 0,2 \cdot S$$

Equação 3.11

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Equação 3.12

Onde:

P_e: Precipitação efetiva [mm];

P: Precipitação total [mm];

I_a: Perdas iniciais por retenção da bacia [mm];

S: Máximo potencial de retenção da bacia após o início do escoamento superficial [mm];

CN: parâmetro Curve Number.

O “Curve Number” (CN) é o parâmetro deste método que representa a capacidade de infiltração do solo de acordo com as sua morfologia e o tipo de ocupação. O método apresenta quatro tipos principais de solo (FCTH, 1999; Tucci et al., 2007), sendo eles:

- **Tipo A:** solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos, com baixo teor de argila total (inferior a 8%), não havendo rochas nem camadas argilosas até a profundidade de 1,5 m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1%.
- **Tipo B:** solos arenosos menos profundos e menos permeáveis que os do Tipo A, com menor teor de argila total (entre 8 e 15%), não havendo rochas nem camadas argilosas até a profundidade de 1,5 m e com permeabilidade superior à média.
- **Tipo C:** solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo uma porcentagem considerável de argila (entre 20 e 30%) e pouco profundo.
- **Tipo D:** solos contendo argilas expansivas (acima de 30%) e pouco profundos com camada densificada a aproximadamente 50 cm de profundidade, muito baixa capacidade de infiltração e maior proporção de escoamento superficial.

O método do SCS ainda distingue 3 condições iniciais de umidade do solo como apresentado abaixo (FCTH, 1999):

- **Condição I:** Solos secos onde as chuvas nos últimos 5 dias não ultrapassaram 15 mm.
- **Condição II:** Situação média na época de cheias, as chuvas nos últimos 5 dias totalizam entre 15 e 40 mm.

- **Condição III:** Solo úmido (próximo da saturação), as chuvas nos últimos 5 dias foram superiores a 40 mm e as condições meteorológicas foram desfavoráveis a altas taxas de evaporação.

A Tabela 3.9, na página seguinte, mostra os valores do CN de acordo com o tipo de solo para a condição inicial de umidade II, geralmente utilizada para projeto de obras de drenagem urbana.

Em pequenas bacias hidrográficas, a utilização do método do SCS pode ser justificada pelos fatores abaixo:

- Simplicidade de parâmetros e de equacionamento;
- Resultados adequados à escala de projeto e planejamento em drenagem urbana;
- Boa consolidação e ampla aceitabilidade em órgãos gestores no Brasil e no mundo;
- Disponibilidade de aplicação na maioria dos softwares hidrológicos.

De acordo com a FCTH (1999), há duas formas de estimativa do CN para bacias urbanas. A primeira delas é por meio de tabelas que levem em conta o tipo de uso e ocupação do solo como a Tabela 3.9.

No caso em que a bacia possui diferentes tipos de solo e de ocupação, o CN pode ser obtido pela sua média ponderada. Campana e Tucci (1995) desenvolveram uma metodologia para a determinação da parcela impermeável das áreas urbanas com base na densidade demográfica. Neste estudo, com base na metodologia proposta e calibrada para diversas cidades brasileiras, os autores obtiveram as seguintes relações expostas nas equações 3.13 e 3.14.

Equação 3.13:

$$A_{imp} = -3,86 + 0,55.d \quad \text{para } 7,02 \leq d \leq 115 \text{ hab/ha}$$

Equação 3.14:

$$A_{imp} = 53,2 + 0,054.d \quad \text{para } d \leq 115 \text{ hab/ha}$$

Onde:

A_{imp} : Parcela de área impermeável (%);

d : Densidade populacional (hab/ha).

Tabela 3.9 - Valores do Curver Number de acordo com o tipo de uso do solo (Condição II).

Tipo de uso do solo/Tratamento		Grupo Hidrológico			
Condições hidrológicas		A	B	C	D
Uso Residencial					
Tamanho médio do lote	% Impermeável				
até 500 m ²	65	77	85	90	92
1000 m ²	38	61	75	83	87
1500 m ²	30	57	72	81	86
Estacionamentos pavimentados, telhados		98	98	98	98
Ruas e estradas:					
pavimentadas, com guias e drenagem		98	98	98	98
com cascalho		76	85	89	91
de terra		72	82	87	89
Áreas comerciais (85% de impermeabilização)		89	92	94	95
Distritos industriais (72% de impermeabilização)		81	88	91	93
Espaços abertos, parques, jardins:					
boas condições, cobertura de grama > 75%		39	61	74	80
condições médias, cobertura de grama > 50%		49	69	79	84
Terreno preparado para plantio, descoberto					
Plantio em linha reta		77	86	91	94
Culturas em fileira					
linha reta	condições ruins	72	81	88	91
	boas	67	78	85	89
curva de nível	condições ruins	70	79	84	88
	boas	65	75	82	86
Cultura de grãos					
linha reta	condições ruins	65	76	84	88
	condições boas	63	75	83	87
curva de nível	condições ruins	63	74	82	85
	condições boas	61	73	81	84
Pasto:					
s/ curva de nível	condições ruins	68	79	86	89
	condições médias	49	69	79	84
	condições boas	39	61	74	80
curva de nível	condições ruins	47	67	81	88
	condições médias	25	59	75	83
	condições boas	6	35	70	79
Campos					
condições boas		30	58	71	78
Florestas					
condições ruins		45	66	77	83
condições boas		36	60	73	79
condições médias		25	55	70	77

Fonte: FCTH (1999).

3.3.4. Escoamento em rios e reservatórios

As bacias hidrográficas podem ser muito diferentes entre si de acordo com a sua característica, principalmente ao compararmos bacias urbanas e rurais. Normalmente, em bacias urbanas há a presença de canais artificiais, galerias e outras estruturas hidráulicas que alteram o escoamento natural das águas influenciando diretamente na velocidade de escoamento da água. Por isso, além do escoamento superficial, os fenômenos físicos envolvendo o escoamento em canais naturais e artificiais também devem ser observados.

Na drenagem urbana, o interesse está no estudo do escoamento variável e na propagação da onda de cheia em rios e reservatórios tendo em vista que estes são fenômenos que influenciam significativamente na formação do hidrograma. Porto (2006) define a *onda* como uma variação temporal e espacial da altura de escoamento (tirante de água) e da taxa de vazão.

Em modelos hidrológicos os efeitos da pressão, inércia, atrito e gravidade são desprezados pois não se leva em conta a equação da quantidade de movimento. Somente é considerado no processo de propagação e atenuação da onda o efeito do armazenamento temporário na calha e nas áreas de inundação (Porto, 2006). O método de Muskingum é um procedimento hidrológico para o cálculo de canais muito bem documentado (ASCE, 1992) e por isso, é um dos métodos mais utilizados neste caso.

O método de Muskingum foi desenvolvido por McCarthy (1939) baseado na equação da continuidade combinada com dois parâmetros que, para um determinado trecho de rio, ponderam o efeito da vazão através de uma relação entre o armazenamento e as vazões de entrada e saída do trecho a cada passo de tempo da simulação. O primeiro parâmetro de cálculo é o “X” que representa o peso da integração da vazão no espaço ($0 \leq X \leq 0,5$), já o segundo parâmetro é o “K” que representa o tempo médio de deslocamento da onda entre montante e jusante do trecho.

3.3.5. Hidrograma de projeto

O hidrograma de projeto é a representação das vazões em função do tempo para uma determinada precipitação de projeto. A transformação da precipitação em vazão é realizada por modelos chuva-vazão que, no caso deste trabalho, utiliza a metodologia apresentada ao longo deste capítulo.

A determinação do hidrograma de projeto foi a partir do método do hidrograma unitário baseando-se em dois conceitos principais: o princípio da proporcionalidade (Figura 3.9) e o princípio da superposição (Figura 3.10).

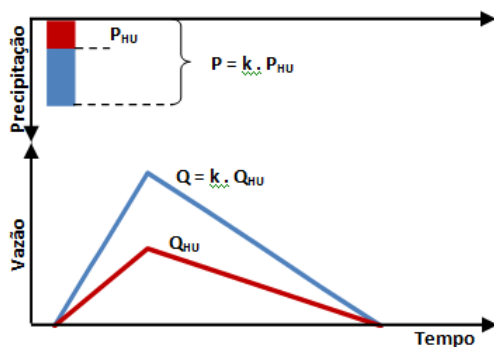


Figura 3.9 - Hidrograma unitário – Princípio da Proporcionalidade.

Fonte: adaptado de Canholi (2005).

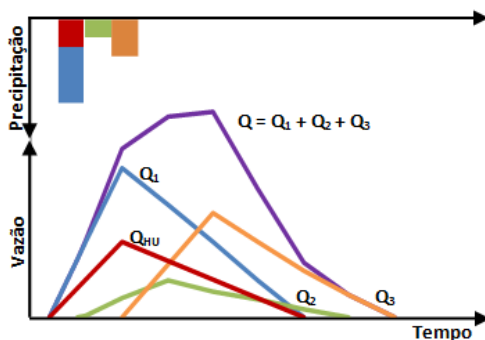


Figura 3.10 - Hidrograma unitário - Princípio da superposição.

Fonte: adaptado de Canholi (2005).

Segundo Canholi (2005), esses dois princípios baseiam-se na hipótese de que se uma bacia ideal comporta-se como um reservatório linear, pode-se demonstrar que chuvas efetivas de intensidades

constantes e mesmas durações geram hidrogramas com tempos de pico e durações iguais. Os deflúvios gerados estarão na mesma proporção das chuvas efetivas. Ou seja, se é determinado, para uma bacia, o hidrograma para 1 cm de chuva efetiva, então é possível determinar por proporção, os deflúvio para outros totais de precipitação excedente, desde que as chuvas tenham a mesma duração.

Para a produção do hidrograma unitário há dois métodos principais, sendo o método racional o mais utilizado. Neste hidrograma, considera-se que o tempo para o pico é igual ao tempo de concentração da bacia e o tempo de base, duas vezes esse valor como apresentado na Figura 3.11. Este método é aplicável a pequenas bacias urbanas ($< 1,0 \text{ km}^2$) e com tempo de concentração inferior a 20 minutos, considerando a hipótese de uma precipitação constante ao longo de sua duração. A fórmula para quantificação da descarga de pico é apresentada na Equação 3.15.

$$Q_p = \frac{C \cdot i \cdot A_d}{3,6} \quad \text{Equação 3.15}$$

Onde:

Q_p : descarga de pico [m^3/s];

C : coeficiente de escoamento superficial;

i : precipitação média [mm/h];

A_d : área de drenagem superficial [km^2].

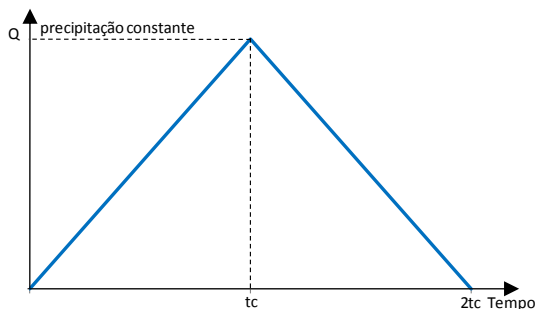


Figura 3.11 – Hidrograma simplificado baseado no método racional.

O método do SCS, criado por Victor Mockus (1985), apresenta um hidrograma unitário adimensional como apresentado na Figura 3.12 e nas equações 3.16, 3.17 e 3.18.

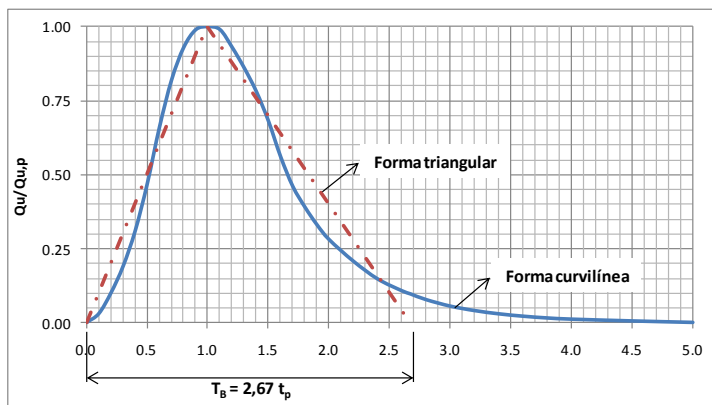


Figura 3.12 - Hidrograma adimensional do método U.S. Soil Conservation Service (1985).

$$t_p = \frac{t_R}{2} + t_L \quad \text{Equação 3.16}$$

$$t_L = 0,6 \cdot t_c \quad \text{Equação 3.17}$$

$$Q_{u,p} = \frac{2,08 \cdot A_d}{t_p} \quad \text{Equação 3.18}$$

Onde:

t_p : tempo de ocorrência do pico [h];

t_R : duração da precipitação excedente [h];

t_L : duração de resposta da bacia [h];

t_c : tempo de concentração [h];

A_d : área de drenagem [km²].

Finalmente, para a produção do hidrograma de projeto, a precipitação efetiva é dividida em blocos e os hidrogramas respectivos a cada bloco são sobrepostos em um só gráfico. O hidrograma de projeto será a soma das curvas pertencentes a cada bloco.

Quando o local estudado possui dados históricos de vazão confiáveis e as características da bacia permanecem inalteradas, uma distribuição estatística, geralmente Gumbel, pode ser aplicada para produzir hidrogramas para diferentes períodos de retorno.

4. METODOLOGIA

A metodologia seguida no estudo de caso apresentado ao final deste trabalho está baseada principalmente nos roteiros para a realização de projeto de planos diretores de drenagem urbana. Neste trabalho, o objetivo é a realização dos estudos hidrológicos e hidráulicos da bacia urbana em estudo, sendo essenciais para a tomada de decisões e para a elaboração do projeto executivo das obras. Sendo assim, a metodologia apresenta os dois modelos utilizados para a realização da modelagem hidráulica e hidrológica.

Para a produção dos hidrogramas de projeto nos pontos de interesse da bacia e verificação do escoamento nos cursos d'água, foram utilizados dois módulos da plataforma HEC, elaborados pelo Centro de Engenharia Hidrológica (HEC) do Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE). Sendo eles: o HEC-HMS[®] (Sistema de Modelagem Hidrológica) e o HEC-RAS[®] (Sistema de Análise de Rios).

Este Centro de Engenharia Hidrológica foi criado em 1964 com o intuito de institucionalizar o conhecimento técnico em engenharia hidrológica. Formado inicialmente por militares do exército americano, o centro desenvolveu a plataforma HEC para a realização de simulações hidrológicas de bacias hidrográficas, de rios e de reservatórios. Atualmente, o HEC é reconhecido internacionalmente pela sua experiência e contribuição técnica para a hidrologia.

Os itens a seguir apresentam os dois módulos da plataforma HEC utilizados no estudo de caso para a realização das simulações hidráulico-hidrológicas.

4.1. Modelagem hidrológica – HEC-HMS[®]

A modelagem hidrológica da bacia foi realizada utilizando o HEC-HMS[®] que simula o processo de transformação chuva-vazão a partir de uma precipitação e dos parâmetros referentes à produção do escoamento superficial. Os itens a seguir mostram as características e limitações do modelo.

4.1.1. Características do modelo

Neste modelo, a representação física da bacia hidrográfica é feita através de elementos que possibilitam a discretização de bacias maiores aumentando a quantidade de informações e reproduzindo o efeito da variabilidade espacial. O programa permite ainda, a importação de mapas para auxiliar o posicionamento dos elementos descritos abaixo:

- **Sub-bacias:** representa as sub-bacias simuladas onde devem ser fornecidas a área da bacia e os parâmetros dos métodos escolhidos para a simulação das perdas por infiltração, da transformação “chuva x vazão” e da vazão de base. A Tabela 4.1 resume os métodos disponíveis.

Tabela 4.1 - Métodos de simulação das sub-bacias.

	PROCESSO		
	Infiltração	Chuva x Vazão	Vazão de base
MÉTODO	Déficit e constante	Hidrograma unitário - Clark	Recessão
	Perda exponencial	Hidrograma unitário - Snyder	Constante mensal
	Green Ampt	Hidrograma unitário - SCS	Reservatório linear
	Inicial e constante	Clark modificado	Boussinesq não-linear
	SCS Curver Number	Onda cinemática	
	Green Ampt	Hidrograma unitário especificado pelo usuário	
	Smith Parlange		

- **Nós de simulação:** representam os exutórios de cada sub-bacia e fornece um hidrograma em cada nó.
- **Trechos de canal:** representa trechos do curso d’água onde se considera um método específico de cálculo de escoamento livre em canais como: Onda Cinemática, Lag, Puls modificado, Muskingum, Muskingum-Cunge e Straddle Stagger.
- **Reservatórios:** pode representar lagos e reservatórios onde deve ser fornecido as condições iniciais e as curvas “cota x volume x vazão de saída”.
- **Divisor de fluxo:** representa um ponto em que parte do escoamento diverge do canal principal.
- **Fonte:** representa uma entrada de vazão constante na bacia como uma nascente por exemplo.
- **“Sink”:** representa um ponto da bacia em que o escoamento é perdido como uma depressão do terreno por exemplo.

O módulo meteorológico do HEC-HMS[®] pode utilizar diferentes métodos de análise da precipitação e da evapotranspiração. Neste trabalho, foram fornecidas as precipitações de projeto e a evapotranspiração foi desprezada. Quando disponível, é possível inserir também, precipitações medidas em um ou mais postos pluviométricos.

Por fim, as datas de início e fim da simulação, assim como o intervalo de tempo são escolhidas pelo usuário de acordo com a duração do hidrograma. Neste trabalho, para chuvas de 2 horas de duração, foram analisados hidrogramas de 8 horas com intervalo de tempo a cada 10 minutos.

4.1.2. Limitações do modelo

A representação da dinâmica de escoamento em bacias hidrográficas é um fenômeno complexo de forma que a sua representação por meio de um modelo é limitada pelas simplificações adotadas. No caso do software HEC-HMS[®], ressaltam-se duas limitações principais: a simplificação dos parâmetros do modelo e a simplificação da representação do escoamento.

O modelo é simplificado ao assumir que as condições limite, iniciais e os parâmetros são sempre iguais, reduzindo a precisão dos cálculos, porém assegurando um tempo menor de processamento. Em relação a simplificação do escoamento, este modelo não realiza interações para um elemento a montante desconhecendo as condições hidráulicas a jusante que influenciam o regime de escoamento.

4.1.3. Parâmetros utilizados na simulação

Neste trabalho, a simulação hidrológica foi configurada utilizando os métodos apresentados na Tabela 4.2 resumidamente.

Tabela 4.2 - Metodologia resumida utilizada na simulação hidrológica.

Parâmetro	Método
Precipitação:	Fornecimento de uma chuva de projeto
Escoamento superficial:	Método do SCS – Curve Number
Escoamento e amortecimento em canais:	Método de Muskingum
Amortecimento em reservatórios:	Fornecimento de curvas cota x vazão

4.2. Modelagem hidráulica – HEC-RAS®

A modelagem hidráulica do escoamento no canal principal da bacia e verificação da capacidade das suas seções foi realizada utilizando o HEC-RAS®. Este módulo da plataforma HEC proporciona ao usuário, simular o escoamento em canais abertos unidimensionalmente a partir da informação sobre a topografia do canal e das vazões provenientes do hidrograma de projeto ou de um hidrograma observado. Este programa fornece ao usuário, a possibilidade de realizar quatro tipos diferentes de simulação, sendo elas:

- Escoamento em regime permanente;
- Escoamento em regime não-permanente;
- Transporte de sedimentos;
- Análise da qualidade da água.

Neste trabalho, a simulação hidráulica foi realizada considerando o regime de escoamento permanente gradualmente variado. No HEC-RAS® é possível representar um curso d'água, afluentes e estruturas como pontes, barragens, vertedores, comportas e outros elementos hidráulicos.

No regime permanente gradualmente variado a lâmina d'água é calculada para cada seção através da equação de Energia pelo método iterativo chamado *standard step*. No cálculo da perda de energia linear, utiliza-se a equação de Manning e para a perda de energia localizada, são utilizados coeficiente de contração e expansão entre as seções.

5. ESTUDO DE CASO

5.1. Apresentação

O córrego Ipiranga é um afluente da margem esquerda do Rio Tamanduateí e está localizado na zona sul do município de São Paulo, no bairro do Ipiranga (Figura 5.1). Este córrego está presente na história do Brasil, pois foi as suas margens, em 7 de setembro de 1822, onde foi Proclamada a Independência. Neste mesmo bairro, estão localizados também o Parque da Independência e o Museu e Monumento do Ipiranga, marcos históricos da emancipação política do Brasil.

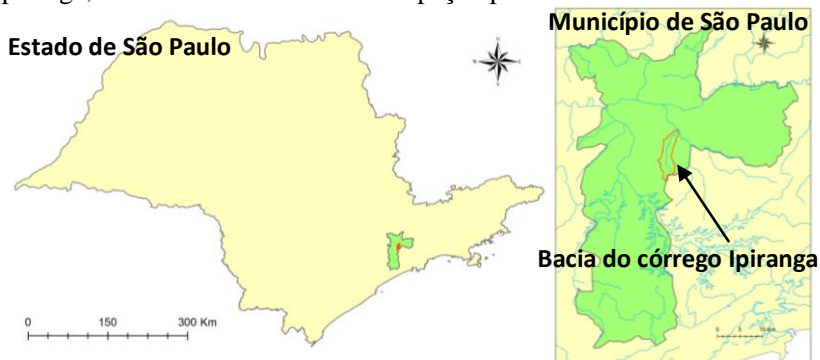


Figura 5.1 - Localização da bacia hidrográfica do córrego Ipiranga.

Base cartográfica: IBAMA (2006).

Com o passar do tempo, assim como toda a cidade de São Paulo, a bacia hidrográfica do córrego Ipiranga sofreu grandes transformações em decorrência da crescente urbanização. Atualmente, aproximadamente 82 % da superfície da bacia encontra-se urbanizada, com exceção da sua cabeceira, onde está localizado o Jardim Botânico de São Paulo, pertencente ao Parque Estadual Fontes do Ipiranga. O córrego principal foi canalizado e os seus afluentes, em grande maioria, foram transformados em galerias.

Quando ocorrem precipitações mais intensas, a região sofre com inundações e alagamentos acarretando em grandes prejuízos para a sua população. Tendo em vista esta situação e a busca por uma solução, o Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê prevê para a bacia do córrego Ipiranga, a implantação de 5 bacias de retenção ao longo do seu curso d'água principal e a retificação de alguns trechos de canal para adequar as suas capacidades de escoamento.

Este estudo de caso tem o objetivo de apresentar a aplicação de bacias de retenção em planos diretores de macrodrenagem para o

controle de inundações. Então, serão apresentadas as etapas do projeto incluindo: o planejamento e dimensionamento dos reservatórios, a realização dos estudos hidráulico-hidrológicos e a interpretação dos seus resultados.

5.2. Caracterização física da bacia hidrográfica do córrego Ipiranga

5.2.1. Tipo de solo

O tipo de solo foi classificado de acordo com método do SCS Curve Number baseando-se na publicação do DAEE (1998) intitulada como: “*Análise geológica e caracterização dos solos na bacia do Alto Tietê para a avaliação do coeficiente de escoamento superficial*”, onde o tipo de solo da bacia do Córrego Ipiranga é classificado como B.

A condição de umidade adotada para a aplicação do método foi a Condição II – solo medianamente úmido.

5.2.2. Tipo de ocupação e uso do solo

A bacia do Córrego Ipiranga apresenta alto índice de urbanização com exceção da sua cabeceira onde está situado o Parque Estadual Fontes do Ipiranga (Figura 5.2). A partir da análise das imagens aéreas da bacia utilizando o software Google Earth e da base cartográfica, a bacia foi dividida em duas áreas principais: área urbanizada e a área de vegetação.

A bacia principal foi dividida em 27 sub-bacias para a realização da modelagem hidrológica, então, o CN foi calculado para cada sub-bacia. Durante a elaboração do PDMAT, um levantamento de campo bastante detalhado estimou o CN das áreas urbanizadas da cidade de São Paulo em 86. Como a bacia do córrego Ipiranga possui uma significativa cobertura vegetal na sua cabeceira, nas sub-bacias 1, 2 e 3, estimou-se um novo CN para estas sub-bacias e adotou-se o valor de 86 para as outras em área uniformemente urbanizada.

A Tabela 5.1 e a Tabela 5.2 apresentam a estimativa dos CNs para as sub-bacias estudadas.

Tabela 5.1 - Estimativa do Curver Number para as sub-bacias 1, 2 e 3.

Sub-bacia	Floresta		Área urbanizada		CN _{ponderado}
	CN	%	CN	%	
1	60	45	86	55	74
2	60	95	86	5	61
3	60	20	86	80	80

Tabela 5.2 - Estimativa do Curver Number para o município de São Paulo.

Sub-bacias	Área permeável		Área impermeável		CN _{ponderado}
	CN	%	CN	%	
4 - 27	66	38,7	98	61,3	86

Fonte: PDMAT, 2002.

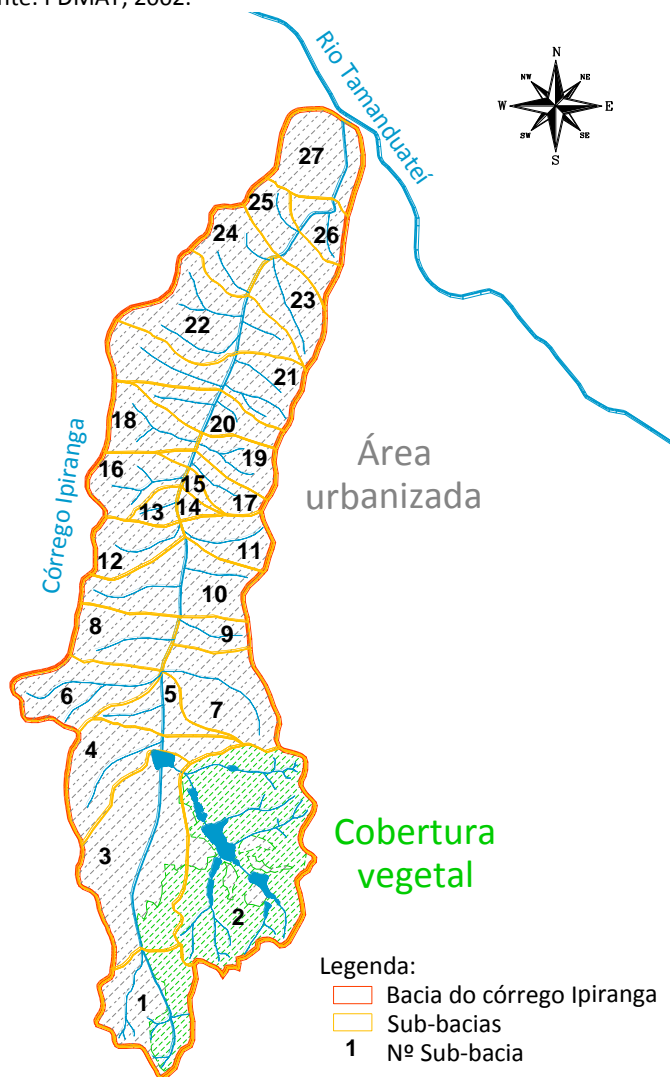


Figura 5.2 - Tipo de ocupação da bacia do córrego Ipiranga.
Base cartográfica: SABESP (1999).

5.2.3. Características dos cursos d'água

Devido a urbanização da bacia do córrego Ipiranga, a maior parte dos cursos d'água foi transformada em galerias ou modificados para canais em concreto como mostra a Figura 5.2.

Para a realização da modelagem hidráulica do trecho em canal aberto do córrego Ipiranga e verificação da capacidade de escoamento, foram utilizadas as seções levantadas em campo durante a realização do PDMAT de 2002. Este canal possui cinco seções típicas diferentes, desta forma, o canal foi dividido em cinco trechos para a realização deste estudo.

A Tabela 5.3 abaixo apresenta as características dos trechos de canal e a respectiva vazão admissível, calculada por Manning (Equação 3.9) considerando a seção mais restritiva de cada trecho. A Figura 5.3 apresenta as seções típicas, a Figura 5.4 mostra a localização dos trechos e a Figura 5.5 o perfil longitudinal do córrego Ipiranga.

Tabela 5.3 - Capacidade dos trechos do córrego Ipiranga em função da geometria da seção.

Trecho	h [m]	Δz [m]	L [m]	I [m/m]	$Q_{\text{admissível}}$ [m ³ /s]
1	4,0	3,20	948	0,0034	323,2
2	7,0	0,60	452	0,0013	437,0
3	5,5	1,70	2.840	0,0006	90,2
4	5,4	9,85	2.678	0,0037	221,6
5	4,0	7,80	1.791	0,0044	71,6

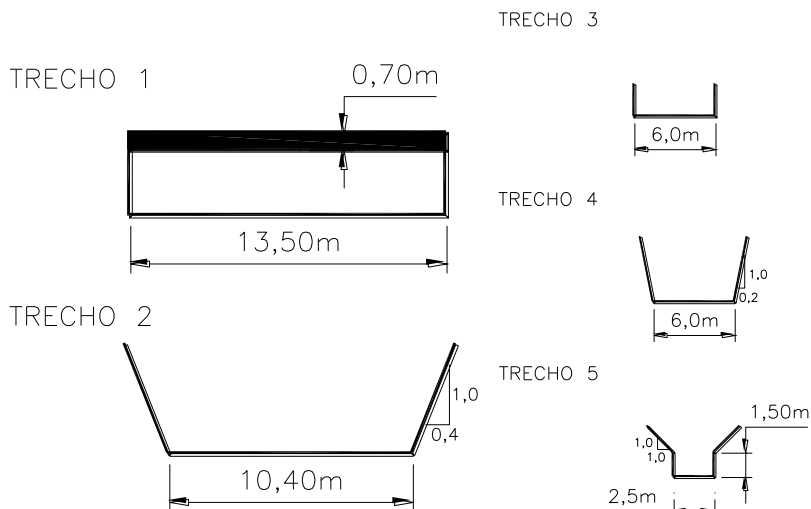


Figura 5.3 - Seções típicas do córrego Ipiranga.

Fonte: PDMAT (2002).

Os afluentes do córrego Ipiranga, atualmente transformados em galerias, possuem altas declividades em torno de 2,0 e 5,0 % (0,020 – 0,050 m/m). Já o canal do córrego Ipiranga o contrário, possui valores muito mais baixos, próximos de 0,3 % (0,003 m/m). Tal situação acarreta na rápida evacuação das águas nas partes mais altas da bacia, porém, agravando as inundações a jusante onde a declividade é menor e, conseqüentemente, a velocidade de escoamento e a capacidade de transporte do canal também é menor.

Na Figura 5.4 é possível ver a mancha de inundação máxima levantada em campo através de entrevista com a população que mostra o transbordamento das seções dos trechos 1, 2, 3 e parte do trecho 4. No item 5.5, será realizada a verificação da capacidade destas seções e da influência da implantação dos reservatórios na bacia em estudo.

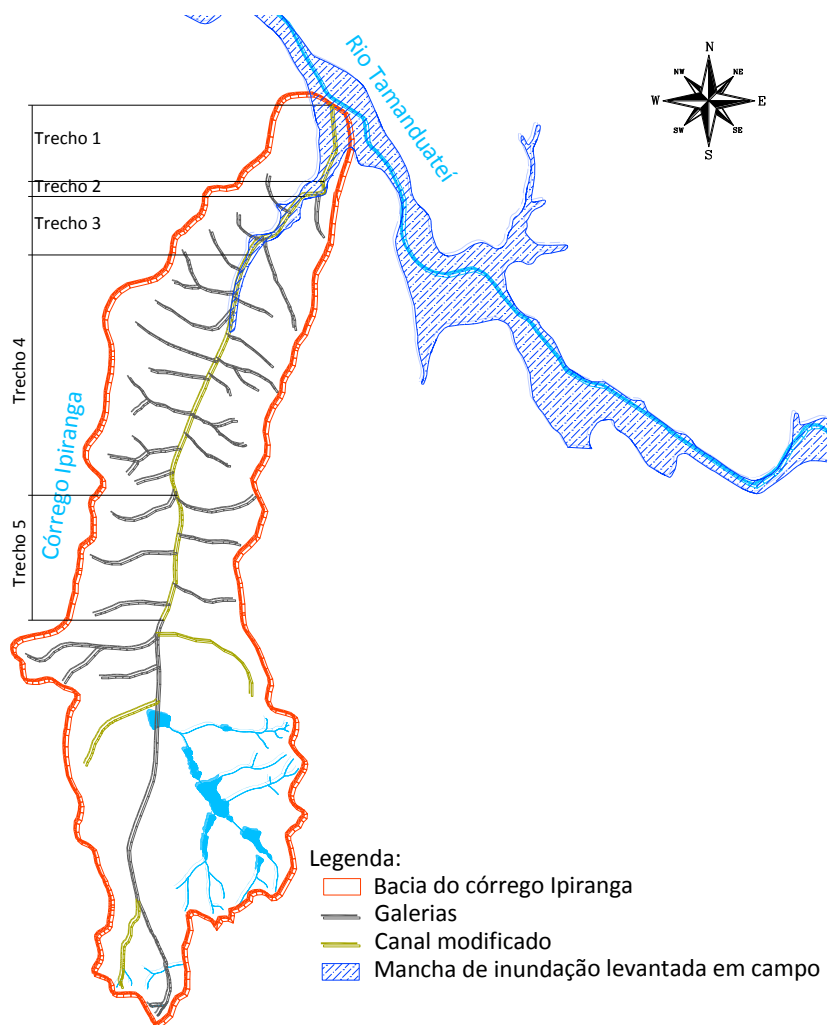


Figura 5.4 - Canais e galerias da bacia do córrego Ipiranga.
 Fonte: Hidrostudio Engenharia. Base cartográfica: SABESP (1999).

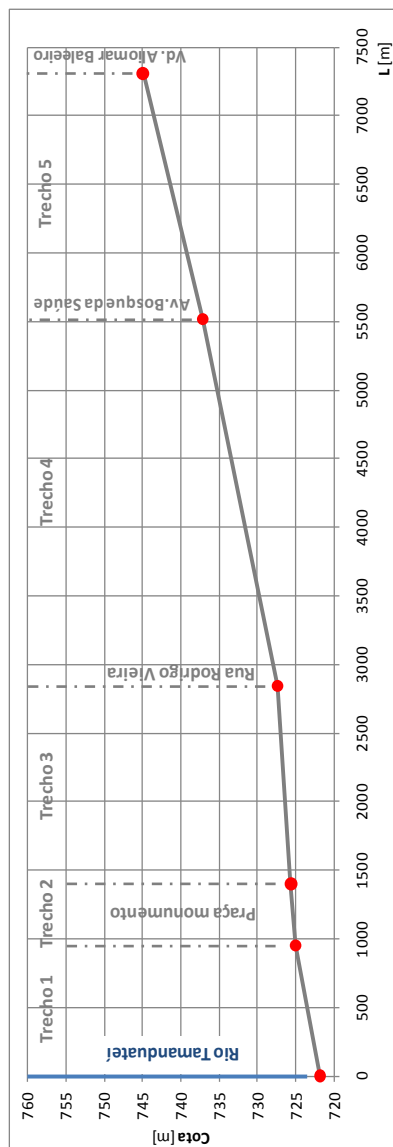


Figura 5.5 – Perfil do córrego Ipiranga utilizado na modelagem hidráulica.

5.3. Reservatórios propostos

Como apresentado anteriormente, a bacia do córrego Ipiranga tem a maior parte da sua área urbanizada, desta forma, torna-se difícil a locação de grandes reservatórios tendo em vista a dificuldade de encontrar áreas livres. Neste caso, encontraram-se cinco áreas ao longo do córrego Ipiranga onde serão implantados os reservatórios como mostra a Figura 5.6.

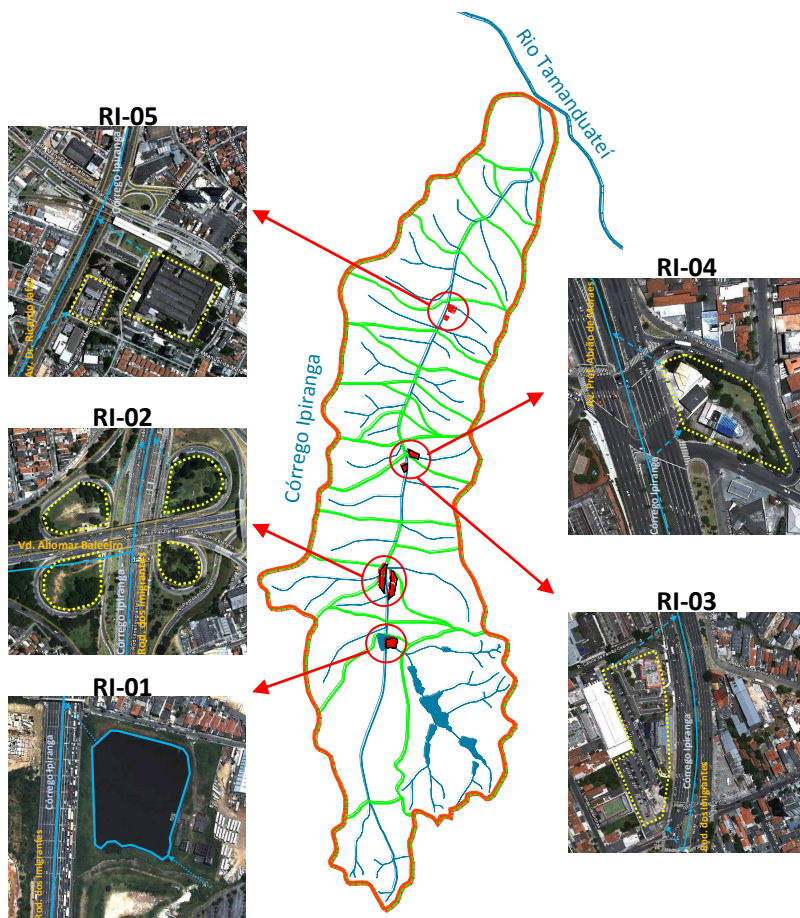


Figura 5.6 - Localização dos reservatórios na bacia do córrego Ipiranga.

5.3.1. Modelagem do funcionamento dos reservatórios

A simulação da situação proposta com os reservatórios implantados foi realizada para o período de retorno de projeto, igual a 100 anos, buscando o funcionamento ótimo do sistema, ou seja, ajustando a curva “cota x volume x vazão” de cada reservatório para o completo preenchimento de cada um durante a duração do escoamento. Sob esta condição, é possível avaliar a maior capacidade de armazenamento do sistema.

5.3.2. Característica dos reservatórios

Neste item serão apresentadas as principais características dos reservatórios propostos. A Tabela 5.4 resume as suas características.

Tabela 5.4 - Características dos reservatórios propostos.

Reservatório	V [m ³]	h [m]
R01	60.000	3,0
R02	225.000	9,0
R03	200.000	6,0
R04	100.000	5,0
R05	150.000	5,0
V _{total} =		735.000

No Anexo II são apresentadas as tabelas referentes as curvas características dos reservatórios.

a) RI-01:

O reservatório RI-01 é o reservatório mais a montante da bacia e foi planejado para aproveitar uma lagoa existente que recebe todo o escoamento da sub-bacia 2. Este reservatório pode armazenar um volume de 60.000 m^3 além do seu volume de água permanente. Atualmente, o escoamento chega até a lagoa através de uma galeria e a sua saída é controlada por uma estrutura comum em açudes que mantém a lâmina d'água permanente.

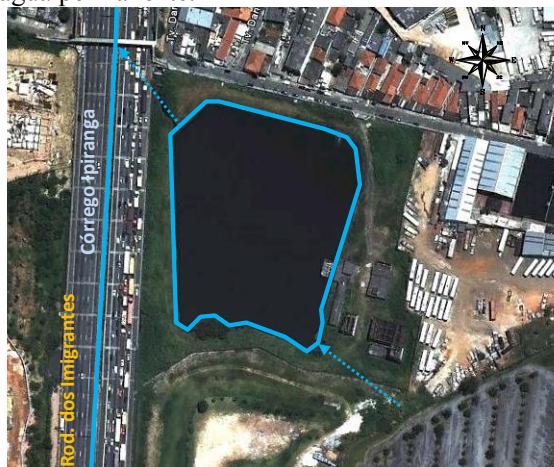


Figura 5.7 - Reservatório RI-01 - Lagoa Aliperte.

Imagem de fundo: Google Earth (2010).

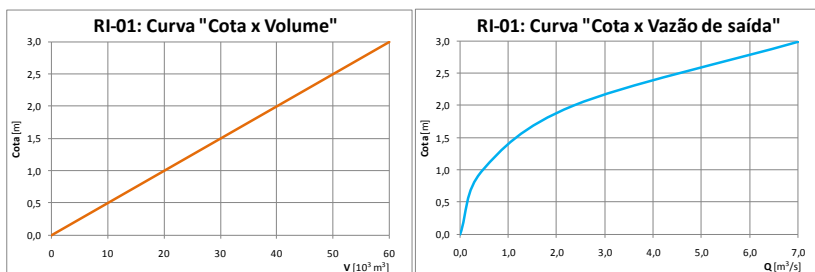


Figura 5.8 - Curvas características do reservatório RI-01.

b) RI-02:

A área para construção do segundo reservatório foi disponibilizada junto ao Viaduto Alliomar Baleeiro. Este reservatório receberá o escoamento de uma área de drenagem equivalente a $10,8 \text{ km}^2$ e possuirá um volume de armazenamento de aproximadamente 225.000 m^3 .



Figura 5.9 - Reservatório RI-02 - Viaduto Alliomar Baleeiro.

Imagem de fundo: Google Earth (2010).

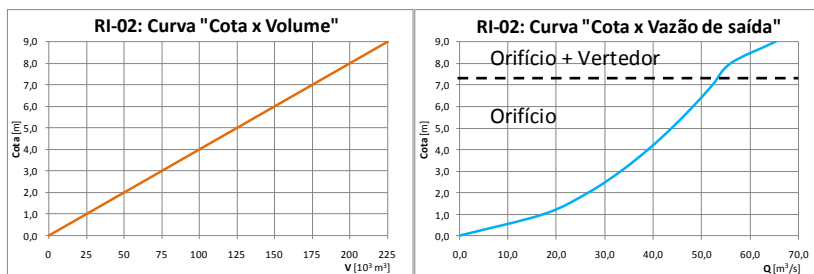


Figura 5.10 - Curvas características do reservatório RI-02.

c) RI-03 e RI-04:

Os reservatórios subterrâneos RI-03 e RI-04 serão implantados em áreas bastante próximas, possuindo a mesma área de contribuição, de aproximadamente $13,1 \text{ km}^2$. Desta forma, com o intuito de simplificar a modelagem, eles foram simulados como um reservatório apenas. Somadas as suas capacidades, poderão armazenar até 300.000 m^3 .



Figura 5.11 - Reservatório RI-03 - Sacolão Estacionamento.
Imagem de fundo: Google Earth (2010).

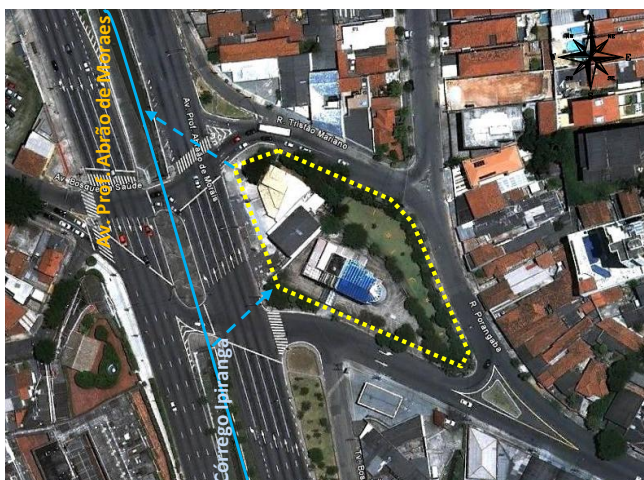


Figura 5.12 - Reservatório RI-04 - Av. Bosque da Saúde
Imagem de fundo: Google Earth (2010).

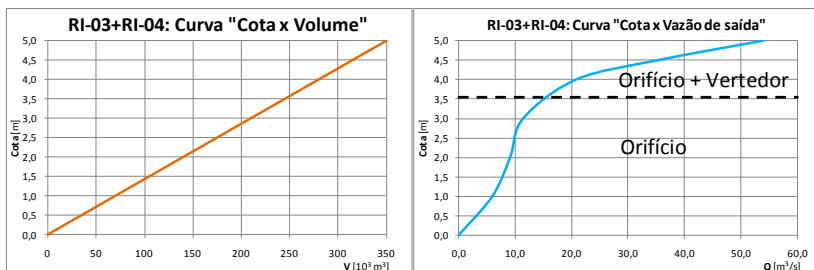


Figura 5.13 - Curvas características do reservatório RI-03+RI-04.

d) RI-05:

O último reservatório previsto também será subterrâneo e será construído próximo a estação de metrô Imigrantes. Este reservatório terá um volume de 175.000 m³ e uma área de drenagem de 18,5 km².



Figura 5.14 - Reservatório RI-05 - Metrô Imigrantes.

Imagem de fundo: Google Earth (2010).

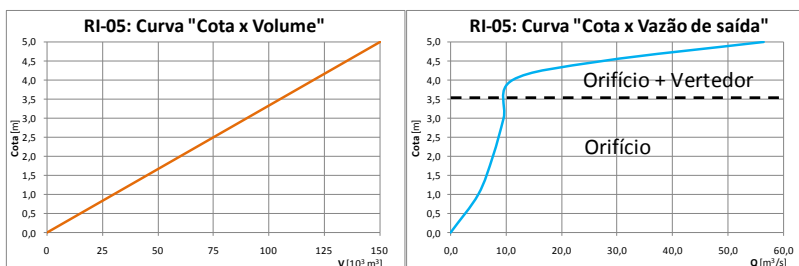


Figura 5.15 - Curvas características do reservatório RI-05.

5.3.3. Estruturas de entrada dos reservatórios

Os reservatórios previstos para a bacia estudo estão localizados ao longo do córrego Ipiranga com exceção do RI-01, posicionados fora do seu eixo (“off-line”), onde o vertedor lateral seria a estrutura de entrada ideal para esta configuração. Neste caso, os excessos de vazão seriam direcionados para os reservatórios mantendo um escoamento permanente compatível com a capacidade do córrego e evitando o seu transbordamento.

Na simulação hidrológica, esta condição de entrada foi simplificada considerando que todo o escoamento produzido nas sub-bacias a montante foi direcionada para os reservatórios. Nesta configuração, caso os reservatórios fossem locados on-line, a entrada do escoamento poderia ser realizada por meio de soleiras espessas ou vertedores frontais.

5.3.4. Estruturas de saída dos reservatórios

Neste estudo, adotou-se um tipo de estrutura de saída composta por um orifício retangular de fundo e um vertedor retangular, normalmente empregado em bacias de retenção (ver Figura 5.16). Com exceção do reservatório RI-01, que já possui uma estrutura de saída, o dimensionamento destas estruturas foi realizado a partir da curva “cota x vazão de saída” obtida a partir da modelagem hidrológica.

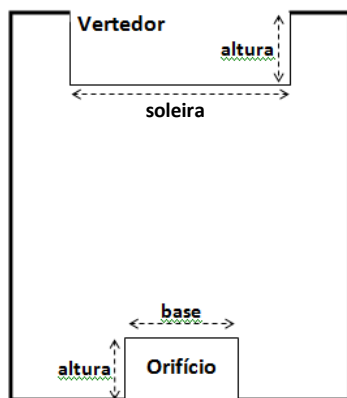


Figura 5.16 - Esquema da estrutura de saída.

As equações a seguir foram utilizadas para dimensionar as estruturas.

$$Q_o = C_d \cdot A \sqrt{2g} \sqrt{(y - 0,25)} \quad \text{Equação 5.1}$$

Onde:

Q_o : Vazão orifício de fundo [m^3/s];

C_d : Coeficiente de vazão = 0,65 (adotado);

A : Área do orifício [m^2];

g : Aceleração da gravidade = $9,81 \text{ m/s}^2$;

y : Nível d'água [m].

$$Q_v = C \cdot L \cdot h^{1/2} \quad \text{Equação 5.2}$$

Onde:

Q_v : Vazão do vertedor [m^3/s];

C : Coeficiente de vazão = 2,15 (adotado);

L : Largura do vertedor [m];

h : Carga sobre a soleira [m].

Tabela 5.5 - Dimensões das estruturas de saída.

Reservatório	Orifício de fundo		Vertedor retangular	
	Base [m]	Altura [m]	Soleira [m]	Altura [m]
RI-02	3,50	2,00	4,00	1,80
RI-03+RI-04	2,00	1,20	10,00	1,50
RI-05	2,00	1,10	12,00	1,50

5.4. Análise das precipitações e volumes escoados

5.4.1. Chuva de projeto

A chuva de projeto utilizada para a realização deste estudo foi obtida a partir da equação de chuvas intensas para a cidade de São Paulo (Equação 5.3) apresentada na publicação *Equações de Chuvas Intensas do Estado de São Paulo* (Martinez e Magni, 1999). Esta equação foi elaborada a partir da análise dos históricos de precipitação e produção da respectiva curva idf do posto pluviométrico E3-035, operado pelo Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas – IAG/USP.

Tabela 5.6 - Dados do posto utilizado para a elaboração da curva idf para o município de São Paulo.

Município	Prefixo	Nome do Posto	Latitude	Longitude	Altitude [m]	Período	Nº anos
São Paulo	E3-035	IAG/USP	23°39S	46°38W	780	1922-97	65

Fonte: Martinez e Magni (1999).

Equação 5.3:

$$i_{t,T} = 39,3015 (t + 20)^{-0,9228} + 10,1767 (t + 20)^{-0,8764} \left\{ -0,4653 - \ln \left[\ln \left(\frac{TR}{TR - 1} \right) \right] \right\}$$

Onde:

i: intensidade de precipitação [mm/min];

t: duração da chuva [min];

TR: período de retorno da chuva [anos].

Adotando-se uma duração de chuva igual a duas horas e aplicando a distribuição temporal de Huff, foi obtida a precipitação de projeto apresentada na Tabela 5.7 e pela Figura 5.17. A escolha desta duração de chuva se justifica por proporcionar intensidades mais fortes do que chuvas de maiores durações e, conseqüentemente, possibilitando a simulação de um cenário mais desfavorável.

A bacia hidrográfica estudada neste trabalho possui uma área pequena, igual a 23,2 km², descartando a necessidade de correção espacial da precipitação.

Tabela 5.7- Precipitações de projeto.

t [min]	P_{TR=10 anos} [mm]	P_{TR=25 anos} [mm]	P_{TR=100 anos} [mm]
10	9,5	11,2	13,7
20	19,8	23,3	28,5
30	15,0	17,7	21,6
40	8,4	9,9	12,1
50	5,1	6,0	7,4
60	3,8	4,5	5,5
70	3,3	3,9	4,8
80	2,0	2,4	2,9
90	1,7	2,0	2,5
100	1,7	2,0	2,5
110	1,2	1,4	1,7
120	0,6	0,7	0,8
Total =	72,2	85,1	104,0

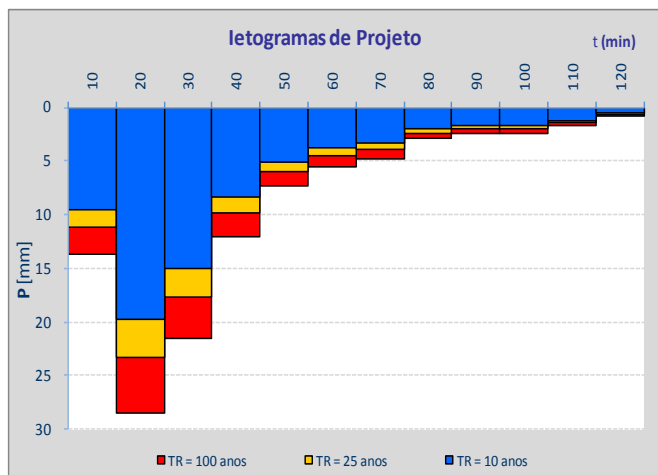


Figura 5.17 - Ietograma de Projeto.

5.4.2. Configurações de simulação

A modelagem hidrológica da bacia do Córrego Ipiranga foi realizada para a obtenção do hidrograma de projeto para dois cenários diferentes, sendo eles:

- Situação atual (sem os reservatórios);
- Situação proposta (com os reservatórios).

A Figura 5.18 apresenta a topologia da bacia utilizada na simulação com a divisão em sub-bacias, numeração dos nós de simulação e a localização dos reservatórios.

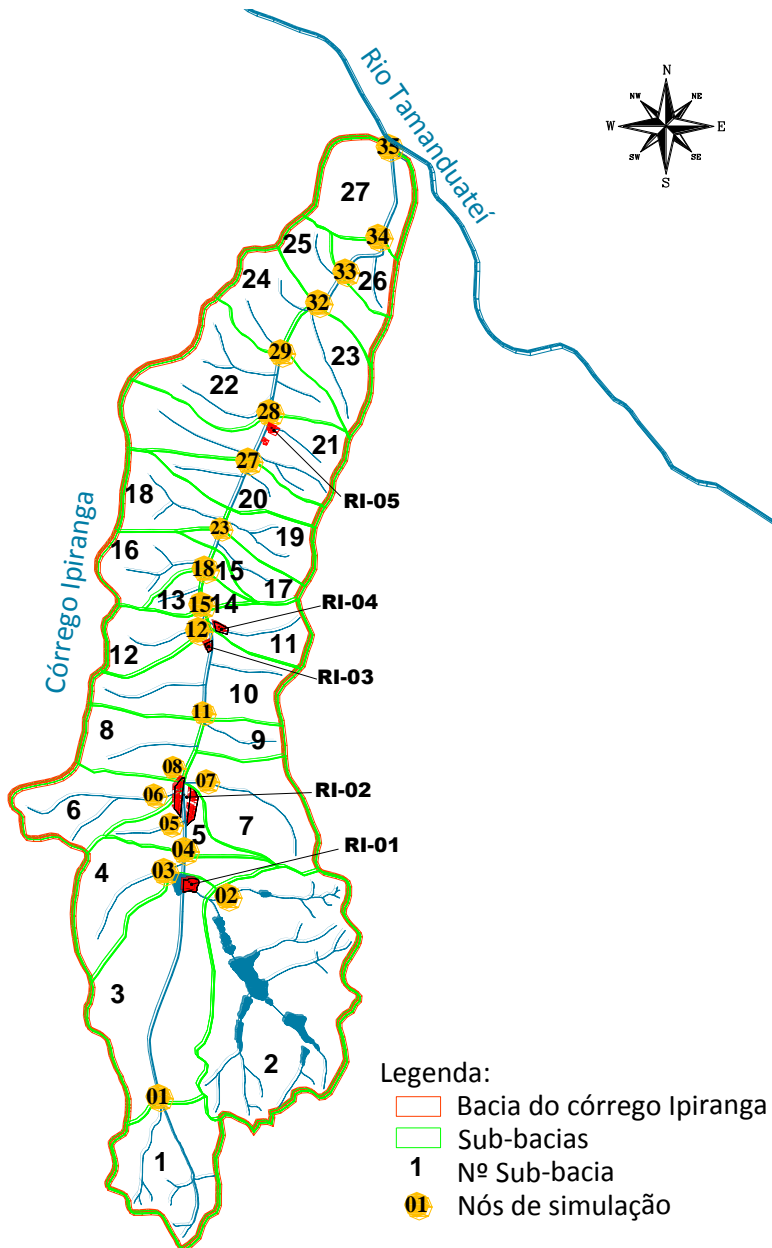


Figura 5.18 - Topologia da bacia do córrego Ipiranga.
Base cartográfica: SABESP (1999).

A modelagem hidrológica da bacia utilizando o software HEC-HMS® seguiu a metodologia apresentada anteriormente e adotou os seguintes parâmetros para a simulação (Tabela 5.8).

Tabela 5.8 - Parâmetros utilizados na simulação no HEC-HMS®.

Parâmetro	Valor adotado
Curve Number	Tabela 8.3
Vazão específica	0,2 m ³ /s/km ²
Constante de recessão	0,8
Taxa para o pico	0,2
Muskingum:	
Parâmetro "K"	Tabela 8.4
Parâmetro "X"	0,2
Velocidade de escoamento	2,0 m/s

No Anexo III (item 8.2), são apresentadas as tabelas completas com as características de todas as sub-bacias e dos trechos de canal considerados para simulação do amortecimento em calha pelo modelo.

5.4.3. Hidrogramas de entrada e saída dos reservatórios

Os hidrogramas apresentados a seguir mostram as vazões de entrada e saída dos reservatórios durante a chuva de projeto para um período de retorno de 100 anos. No Anexo IV são apresentadas as tabelas de vazões dos hidrogramas.

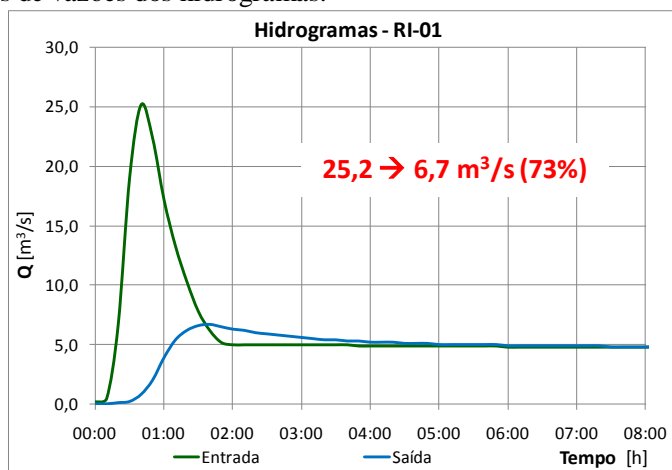


Figura 5.19 - Hidrograma de entrada e saída do RI-01.

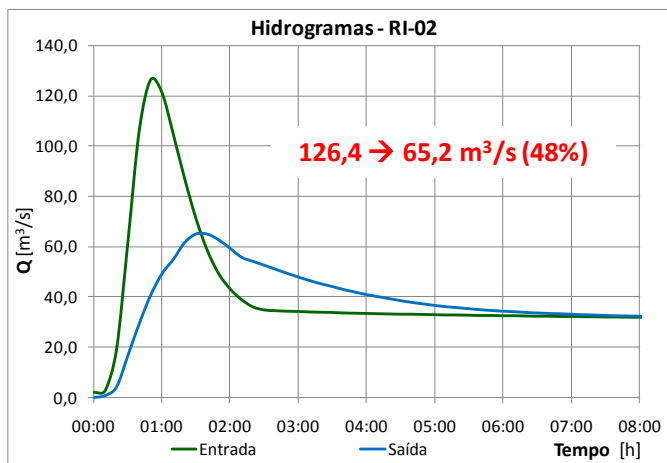


Figura 5.20 - Hidrograma de entrada e saída do RI-02.

Analisando os hidrogramas acima (Figura 5.19 e Figura 5.20), é possível ver a significativa redução das descargas de pico nos reservatórios RI-01 e RI-02, equivalente a 73 e 48 % respectivamente.

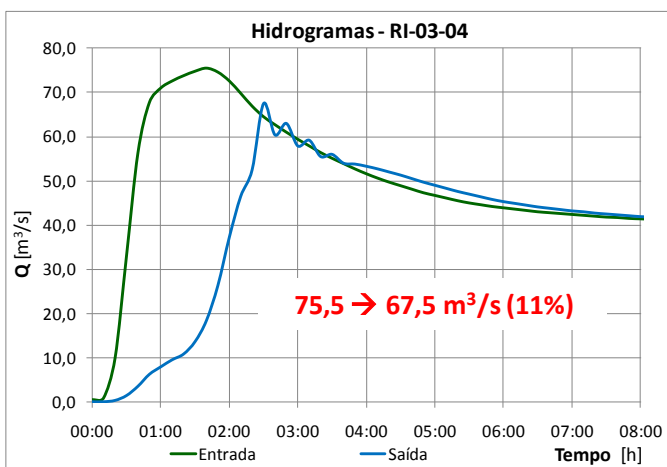


Figura 5.21 - Hidrograma de entrada e saída do RI-03+RI-04.

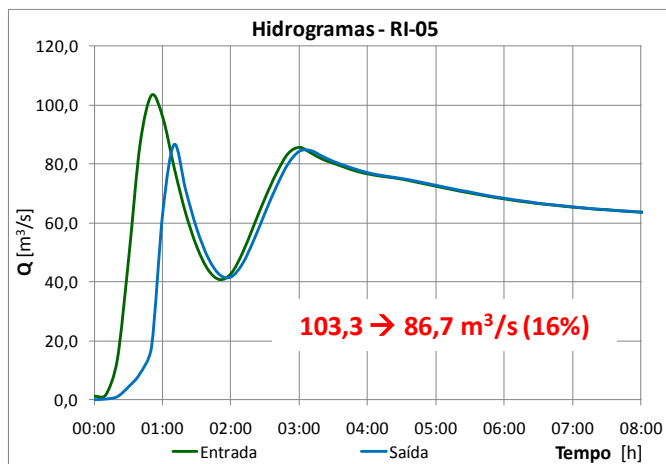


Figura 5.22 - Hidrograma de entrada e saída do RI-05.

No caso dos outros reservatórios (Figura 5.21 e Figura 5.22), a redução é inferior tendo 11 % para o RI-03+RI-04 e 16 % para o RI-05. Nestes dois casos, observa-se que as estruturas de saída poderiam ser otimizadas para aumentar a redução das descargas com o aumento do orifício de fundo e/ou a inclusão de um orifício intermediário. Assim, seria possível aumentar a vazão de saída no início do hidrograma, diminuir a vazão máxima da curva de saída (linha azul) e, conseqüentemente, aumentar a redução da vazão de pico proporcionada por estes reservatórios.

5.4.4. Hidrograma de projeto

A Tabela 5.9 apresenta as vazões de pico nos nós de interesse deste estudo: a jusante dos reservatórios e na foz do córrego Ipiranga. Analisando esta tabela juntamente com os hidrogramas de projeto mostrados na Figura 5.23 e na Figura 5.24, é possível observar a atenuação das vazões de pico proporcionada pela implantação dos reservatórios. As vazões do hidrograma são apresentadas na Tabela 8.6 do Anexo V.

Tabela 5.9 - Vazões de pico nos nós de interesse.

Nó	Descrição	Área de drenagem [km ²]	Vazões de pico para os cenários simulados [m ³ /s]					
			ATUAL			PROJETO		
			TR 10	TR 25	TR 100	TR 10	TR 25	TR 100
3	Jusante do RI-01	7,1	38,2	51,3	72,1	35,0	48,3	69,8
8	Jusante do RI-02	10,8	65,7	86,6	119,4	39,8	48,3	65,2
12	Jusante do RI-03+RI=04	13,1	78,7	102,9	140,8	26,7	41,3	67,5
28	Jusante do RI-05	18,6	107,5	139,1	188,2	38,9	57,5	86,7
35	Foz do córrego Ipiranga	23,2	122,8	158,1	212,7	49,2	70,7	101,7

O hidrograma de projeto abaixo mostra as vazões na foz do córrego Ipiranga para as chuvas simuladas ilustrando a atenuação das descargas de pico apresentadas na tabela acima. No hidrograma, as curva azuis representam o escoamento da bacia atualmente e as curvas verdes, o escoamento após a implantação dos reservatórios.

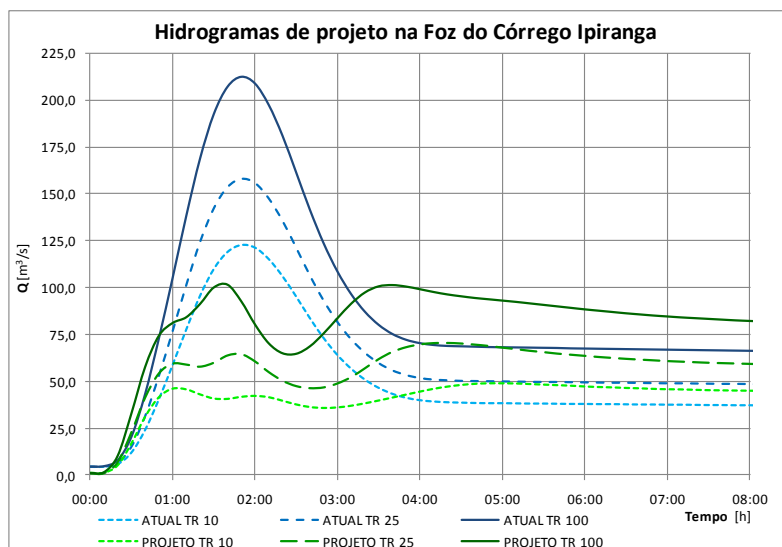


Figura 5.23 - Hidrogramas de projeto na foz do córrego Ipiranga.

O hidrograma seguinte destaca a chuva para um período de retorno de 100 anos onde a diferença entre as curvas (área em azul no hidrograma) representa o volume de armazenamento proporcionado pelos reservatórios.

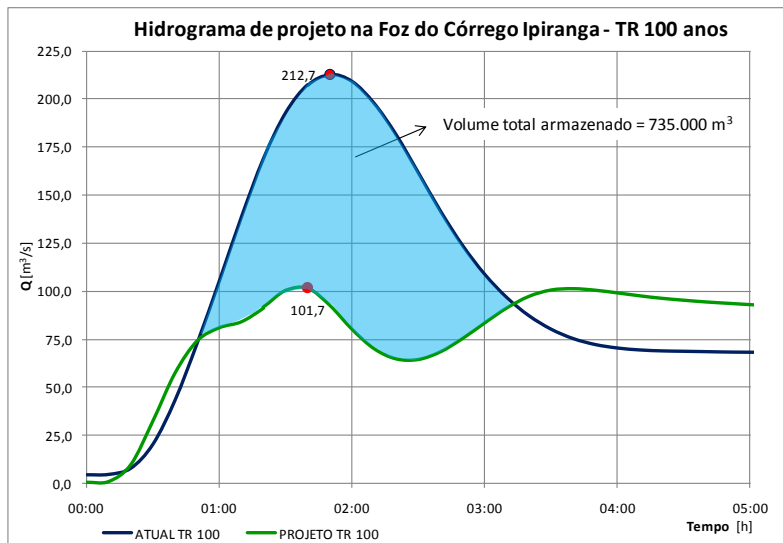


Figura 5.24 - Hidrograma de projeto na foz do córrego Ipiranga.

Os hidrogramas da Figura 5.23 e Figura 5.24 mostram que a implantação dos reservatórios garante uma significativa diminuição do pico de vazão de 212,7 m³/s (situação atual) para 101,7 m³/s (situação proposta), representando uma redução de 52 % para um período de retorno de 100 anos. No caso de precipitações inferiores, como para os períodos de retorno de 10 e 25 anos, esta redução é ainda maior onde se obteve reduções 60% e 55% respectivamente.

Estes resultados demonstram a importância da aplicação de tais medidas para o controle das inundações. Entretanto, com o intuito de avaliar se a atenuação das vazões é suficiente para resolver os problemas de inundação ao longo do córrego Ipiranga, também foi realizada a modelagem hidráulica deste córrego utilizando os hidrogramas obtidos.

5.5. Modelagem hidráulica do córrego Ipiranga

Como apresentado na metodologia, a modelagem hidráulica do canal principal da bacia estudada, o córrego Ipiranga, foi realizada por meio do software HEC-RAS® a partir das seções levantadas em campo, da topografia da bacia e dos hidrogramas de projeto. O item a seguir apresenta os resultados obtidos com a simulação hidráulica.

A modelagem hidráulica deste córrego foi realizada para analisar o escoamento e realizar a verificação da capacidade das seções na ocorrência das vazões de pico para os hidrogramas de projeto obtidos, tanto para a situação atual da bacia, quanto para a situação proposta com os reservatórios. A tabela abaixo mostra os parâmetros adotados na simulação no HEC-RAS®. O canal foi construído em concreto, assim, adotou-se para o coeficiente de Manning, o valor de 0,018, usual para este tipo de material

Tabela 5.10 - Parâmetros adotados na simulação no HEC-RAS®.

Parâmetro	Valor adotado
Coeficiente de Manning	0,018
Coeficiente de contração	0,1
Coeficiente de expansão	0,3

5.5.1. Resultados

A modelagem hidráulica do córrego Ipiranga foi realizada para a observação do escoamento e verificação da capacidade das seções na ocorrência das vazões de pico dos hidrogramas de projeto obtidos para o período de retorno de projeto ($TR = 100$ anos). A Tabela 5.11 abaixo resume os resultados da simulação mostrando a capacidade da seção atual e o transbordamento ou não do trecho

Tabela 5.11 - Resumo dos resultados obtidos pela simulação hidráulica

Trecho	$h_{m\acute{a}x}$ [m]	Situação Atual			Situação Proposta		
		$Q_{TR\ 100}$ [m ³ /s]	$h_{m\acute{a}x}$ [m]	Verificação	$Q_{TR\ 100}$ [m ³ /s]	$h_{m\acute{a}x}$ [m]	Verificação
1	4,0	212,7	3,0	OK	70,0	1,43	OK
2	7,0	210,0	4,4	OK	68,7	2,81	OK
3	5,5	209,7	>5,5	transborda	100,5	>5,5	transborda
4	5,4	151,5	4,2	OK	68,5	2,45	OK
5	3,9	129,6	>3,9	transborda	70,0	3,9	OK

Observando os resultados, verifica-se que o canal atual, nos trechos 3 e 5, não suporta as vazões geradas por uma chuva para um período de

100 anos. Já a simulação para a situação proposta com os reservatórios, ocorre a diminuição das vazões de pico onde apenas o trecho 3 não suporta as vazões.

Neste estudo, com a limitação dos dados existentes e a inviabilidade da realização de levantamentos de campo, o modelo hidráulico do canal foi simplificado onde considerou-se apenas as seções mais restritivas dos trechos. Ao buscar a resolução integral deste problema, o ideal seria realizar um estudo hidráulico com mais detalhes das seções e da existência de interferências. No caso do trecho 3, este possui variações de profundidade entre 5,5 e 8,2 metros ao longo de 2,8 km de canal que influenciam o regime de escoamento e, conseqüentemente, a capacidade das seções.

Uma alternativa para as seções mais restritivas do trecho 3, nos 350 m entre os nós 32 e 33 onde, seria a retificação do canal por meio do seu alargamento (aproximadamente 1,0 m) e da correção da declividade ($I=0,15\%$). Esta correção pode ser feita pela criação de degraus e tem o objetivo de manter uma velocidade de escoamento adequada, em torno de 3,5 a 5,0 m/s, para evitar não só o acúmulo de sedimentos e depósito de materiais, mas também, as velocidades muito elevadas que possa causar erosão do canal e o agravamento da inundação a jusante da bacia.

Caso esta proposta com a construção dos reservatórios não fosse adotada, seria necessária a correção dos canais nos trechos 3 e 5 para evitar o transbordamento do canal, totalizando 3,5 km. Entretanto, esta alternativa não representa uma solução adequada por não resolver o problema das inundações, mas sim, transferir o problema para a jusante da bacia próximo a confluência com o Rio Tamanduateí que possui um grande histórico de inundações.

6. CONCLUSÃO

O estudo de caso apresentado neste trabalho demonstra que as bacias de retenção propostas para a bacia hidrográfica do córrego Ipiranga cumprem a sua função, onde foi obtida uma redução de 52 % da descarga de pico para uma chuva de projeto de 2 horas de duração e período de retorno igual a 100 anos. A utilização das bacias de retenção é justificável, pois são estruturas de extrema confiabilidade, que asseguram uma proteção igual ou superior aos reforços de canais e galerias e que, durante a construção, acarretam em transtornos muito menores ao trânsito local.

Neste tipo de estudo, recomenda-se a utilização de dados observados para a realização da calibragem dos modelos. Na modelagem hidrológica, a medição da precipitação e das vazões geradas em um pequeno passo de tempo, na ordem de minutos e, para o estudo hidráulico, o levantamento das seções e uma boa base topográfica.

Além das bacias de retenção, deve-se ressaltar que existem diversas outras tecnologias sustentáveis como apresentado, porém, devido a resistência a mudanças e muitas vezes a falta de planejamento, elas são pouco utilizadas no Brasil. Assim, a publicação de trabalhos e criação de legislações específicas, são meios para que elas sejam melhores difundidas.

Por fim, os sistemas de drenagem urbana sustentáveis tendem a ganhar cada vez mais espaço nos planos diretores, a exemplo de países como a Alemanha, a Austrália, a França, a Inglaterra e os Estados Unidos, por apresentarem tecnologias adequadas ao atual contexto das cidades e oferecerem soluções visando a minimização dos impactos sobre o ambiente e a melhora da qualidade de vida da população.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS – ASCE. *Design and construction of urban stormwater management systems*. New York: 1992.
- BINGHAM, D.; BOUCHER, W.; BOUCHER, P. *Urban runoff pollution prevention and control planning handbook*. Washington: EPA, 175 p.
- CANHOLI, Aluísio Pardo. *Drenagem urbana e controle de enchentes*. São Paulo: Oficina de Textos, 2005. ISBN 85-86238-43-0
- CERTU – Centre d’Etudes sur les Réseaux, les Transports, l’Urbanisme et les Constructions Publiques. *La ville et son assainissement. Principes, méthodes et outils pour une meilleure intégration dans le cycle de l’eau*. França : CERTU, 2003. 503 p.
- DAEE – DEPARTAMENTO DE AGUAS E ENERGIA ELETRICA DO ESTADO DE SÃO PAULO. *Análise geológica e caracterização dos solos na bacia do Alto Tietê para a avaliação do coeficiente de escoamento superficial”*. São Paulo. 1998.
- DEP - PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE / IPH-UFRGS. *Plano Diretor de Drenagem Urbana: Manual de Drenagem Urbana*. Porto Alegre: Volume IV, Setembro, 2005.
- DUNNE T, LEOPOLD LB. *Water in Environmental Planning*. New York: Freeman. 1978. 818 p.
- FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA – FCTH/USP. *Diretrizes básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo*. São Paulo: Abril, 1999.
- FUSILLO, T.V.; NIESWAND, G.H.; SHELTON, T.B. Sediment yields in a small watershed under suburban development. In: *Proc. Int. Symp. Urban Hydrology, Hydraulics and Sediment Control*. Lexington: Univ. Kentucky. 1977.
- GRAF, W.L. Network characteristics in suburbanizing streams. In: *Water Resources Research* n. 13, p. 459–63. 1977.

- GREGORY, K.J.; DAVIS, R.J.; DOWNS, P.W. Identification of river channel change due to urbanization. In: *Appl. Geog.*, n. 12, p. 299–318. 1992.
- HIRSCH, R.M.; WALKER, J.F.; DAY, J.C.; KALLIO, R. The influence of man on hydrologic systems. In: *Surface Water Hydrology (The Geology of America, Vol. O-1)*, p. 329–59. 1990.
- LAZARO, T.M. *Urban hydrology: a multidisciplinary perspective*. Lancaster, PA, Technomic Publishing Company, ed revis. 1990.
- LEOPOLD, L.B. *Hydrology for Urban Land Planning—A Guidebook on the Hydrologic Effects of Urban Land Use*. Washington: USGS Circular 554. 1968.
- MARTINEZ JR, Francisco e MAGNI, Nelson L.G. *Equações de chuvas intensas do estado de São Paulo*. São Paulo: Edição Revisada, outubro 1999.
- MEYER, J.L.; WALLACE, J.B. Lost linkages in lotic ecology: rediscovering small streams. In: *Ecology: Achievement and Challenge*. Boston: Blackwell Sci., p. 295–317. 2001.
- PAUL, M. J.; MEYER, J. L. Streams in the urban landscape. In: *Annu. Rev. Ecol. Syst.* n. 32, p. 333–365. 2001.
- PDMAT - Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê – Bacia do Tamanduateí Inferior – Diagnóstico Geral e Ações Recomendadas – Relatório no PDATI-H1-RT-389, Fevereiro de 2002.
- ROBERTS, C.R. Flood frequency and urban induced change: some British examples. In: *Floods: Hydrological, Sedimentological, and Geomorphological Implications*, Nova Iorque, Wiley.p. 57–82. 1989.
- ROY. *Méthodologie multicritère d'aide à La décision*. Paris: Editions Economica, 1985.

- SEMADENI-DAVIES, A.; HERNEBRING, C. e SVENSSON, G. The impacts of climate change and urbanization on drainage in Helsingborg, Sweden: Suburban stormwater. In: *Journal of Hydrology*, n. 350, p. 114-125. 2008.
- TUCCI, C. E. M. Gerenciamento da Drenagem Urbana. In: *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, vol. 7, p. 5-27, Jan/Mar. 2002.
- TUCCI, C. E. M. *Hidrologia: ciência e aplicação*. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 4ª edição, 2007. ISBN 978-85-7025-924-0
- TUCCI, C. E. M.; PORTO R. L.; BARROS M. T. *Drenagem Urbana*. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 1995. ISBN 85-7025-364-8
- UDFCD – URBAN DRAINAGE AND FLOOD CONTROL DISTRICT. *Drainage Manual Criteria*. Denver: Volumes 1, 2 e 3, Edição Revisada. 2008.
- URBONAS, B.; STAHR, P. *Stormwater detention for drainage, water quality and CSO management*. New Jersey, PTR – Practice Hall, Inc., 1990.
- US ARMY CORPS OF ENGINEERS – HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER – USACE/HEC. *Hydrologic Modeling System HEC-HMS – Technical Reference Manual*. Davis, CA, Março 2000.
- WALESH, S.G. *Urban surface water management*. New York, 1989.
- WOLMAN, M.G. A cycle of sedimentation and erosion in urban river channels. In: *Geogr. Ann.*, n. 49, p.385–95. 1967.
- WOODS-BALLARD, B.; KELLAGHER, R.; MARTIN, P.; JEFFERIES, C.; BRAY, R.; SHAFFER, P. *The SUDS manual*. Londres: WOODS-BALLARD ET AL, 2007. ISBN 978-0-86017-697-8

8. ANEXOS

8.1. Anexo I: Distribuições adimensionais de precipitação de Huff (1967)

Tabela 8.1 - Distribuições adimensionais de precipitação de Huff (1967).

Duração	Primeiro quartil	Segundo quartil	Terceiro quartil	Quarto quartil
t/td	P/Pt	P/Pt	P/Pt	P/Pt
0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,05	0,0630	0,0150	0,0200	0,0200
0,10	0,1780	0,0310	0,0400	0,0400
0,15	0,3330	0,0700	0,0720	0,0550
0,20	0,5000	0,1250	0,1000	0,0700
0,25	0,6200	0,2080	0,1220	0,0850
0,30	0,7050	0,3050	0,1400	0,1000
0,35	0,7600	0,4200	0,1550	0,1150
0,40	0,7980	0,5250	0,1800	0,1350
0,45	0,8300	0,6300	0,2150	0,1550
0,50	0,8550	0,7250	0,2800	0,1850
0,55	0,8800	0,8050	0,3950	0,2150
0,60	0,8980	0,8600	0,5350	0,2450
0,65	0,9150	0,9000	0,6900	0,2900
0,70	0,9300	0,9300	0,7900	0,3500
0,75	0,9440	0,9480	0,8750	0,4350
0,80	0,9580	0,9620	0,9350	0,5450
0,85	0,9710	0,9740	0,9650	0,7400
0,90	0,9830	0,9850	0,9850	0,9200
0,95	0,9940	0,9930	0,9950	0,9750
1,00	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000

8.2. Anexo II: Curvas características dos reservatórios

Tabela 8.2 - Características dos reservatórios.

RI-01		
Cota [m]	Volume [m ³]	Vazão [m ³ /s]
0,0	0	0,0
1,0	20.000	0,5
2,0	40.000	2,4
3,0	60.000	7,1

RI-02		
Cota [m]	Volume [m ³]	Vazão [m ³ /s]
0,0	0	0,0
1,0	25.000	17,5
2,0	50.000	26,7
3,0	75.000	33,4
4,0	100.000	39,0
5,0	125.000	43,9
6,0	150.000	48,3
7,0	175.000	52,4
8,0	200.000	56,1
9,0	225.000	65,4

RI-03+RI-04		
Cota [m]	Volume [m ³]	Vazão [m ³ /s]
0,0	0	0,0
1,0	70.000	6,0
2,0	140.000	9,1
3,0	210.000	11,5
4,0	280.000	20,9
4,5	315.000	35,5
5,0	350.000	54,1

RI-05		
Cota [m]	Volume [m ³]	Vazão [m ³ /s]
0,0	0	0,0
1,0	30.000	5,0
2,0	60.000	7,6
3,0	90.000	9,5
4,0	120.000	11,2
4,5	135.000	27,4
5,0	150.000	56,4

8.3. Anexo III: Parâmetros das sub-bacias e trechos do canal para a modelagem hidrológica

Tabela 8.3 - Parâmetros das sub-bacias utilizados na simulação hidrológica

Sub-bacia	Curso D'água	CN	Área [km²]	Δz [m]	$L_{talvegue}$ [m]	I [m/m]	t_c [min]
1	Córrego Ipiranga	74	1,247	50,0	1.685	0,0297	24,0
2	Afluente corr. Ipiranga	61	3,539	65,0	2.640	0,0246	32,0
3	Córrego Ipiranga	80	2,297	57,0	2.762	0,0206	33,0
4	Corr. Água Funda	86	1,118	63,0	1.809	0,0348	25,1
5	Afluente corr. Ipiranga	86	0,486	52,0	1.269	0,0410	20,6
6	Córrego Água Vermelha	86	0,938	55,0	1.975	0,0278	26,5
7	Córrego do Cacareco	86	1,136	69,0	1.925	0,0358	26,0
8	Afluente corr. Ipiranga	86	0,732	55,0	1.559	0,0353	23,0
9	Afluente corr. Ipiranga	86	0,334	50,0	1.013	0,0494	18,4
10	Córrego Ipiranga	86	1,259	61,0	1.878	0,0325	25,7
11	Córrego Paramount	86	0,519	52,0	1.347	0,0386	21,2
12	Corr. Lomas Valentinas	86	0,542	58,0	1.319	0,0440	21,0
13	Afluente corr. Ipiranga	86	0,191	51,0	837	0,0609	17,0
14	Afluente corr. Ipiranga	86	0,106	40,0	946	0,0423	17,9
15	Afluente corr. Ipiranga	86	0,082	40,0	768	0,0521	16,4
16	Afluente corr. Ipiranga	86	0,636	64,0	1.339	0,0478	21,2
17	Córrego Ipiranga	86	0,363	53,0	1.194	0,0444	20,0
18	Córrego do Ouvidor	86	0,629	62,0	1.429	0,0434	21,9
19	Corr. Vigário Albernaz	86	0,458	54,0	1.153	0,0468	19,6
20	Córrego Ipiranga	86	0,617	62,0	1.274	0,0487	20,6
21	Córrego Emboacú	86	1,324	69,0	1.962	0,0352	26,4
22	Córrego Ipiranga	86	1,380	72,0	2.149	0,0335	27,9
23	Córrego Ipiranga	86	0,661	55,0	1.519	0,0362	22,7
24	Córrego Ipiranga	86	0,650	57,0	1.593	0,0358	23,3
25	Córrego Ipiranga	86	0,615	60,0	767	0,0782	16,4
26	Córrego Ipiranga	86	0,382	38,0	938	0,0405	17,8
27	Córrego Ipiranga	86	0,972	55,0	1.525	0,0361	22,7
Área Total =			23,21				

Tabela 8.4 - Parâmetros dos trechos de canal utilizados na simulação hidrológica

Trecho	Curso D'água	Nó inicial	Nó final	Δz [m]	L-trecho [m]	I [m/m]	k [h]
1	Córrego Ipiranga	1	3	17.0	2,426	0.0070	0.34
2	Córrego Ipiranga	3	4	2.0	194	0.0103	0.03
3	Córrego Ipiranga	4	5	3.0	772	0.0039	0.11
4	Córrego Ipiranga	8	11	6.0	688	0.0087	0.10
5	Córrego Ipiranga	11	123	1.0	971	0.0010	0.13
6	Córrego Ipiranga	12	15	2.0	193	0.0104	0.03
7	Córrego Ipiranga	15	18	0.0	436	0.0000	0.06
8	Córrego Ipiranga	18	21	0.0	238	0.0000	0.03
9	Córrego Ipiranga	21	23	1.0	221	0.0045	0.03
10	Córrego Ipiranga	23	26	1.0	224	0.0045	0.03
11	Córrego Ipiranga	26	27	2.0	558	0.0036	0.08
12	Córrego Ipiranga	27	28	1.0	480	0.0021	0.07
13	Córrego Ipiranga	28	29	3.0	708	0.0042	0.10
14	Córrego Ipiranga	29	32	4.0	638	0.0063	0.09
15	Córrego Ipiranga	32	33	0.0	394	0.0000	0.05
16	Córrego Ipiranga	33	34	3.0	671	0.0045	0.09
17	Córrego Ipiranga	34	35	2.0	998	0.0020	0.14

8.4. Anexo IV: Hidrogramas de entrada e saída dos reservatórios

Tabela 8.5 - Hidrogramas de entrada e saída dos reservatórios.

Tempo [h]	Hidrogramas de entrada e saída dos reservatórios [m ³ /s] - TR 100							
	R1		R2		R3+R4		R5	
	Entrada	Saída	Entrada	Saída	Entrada	Saída	Entrada	Saída
00:00	0,2	0,0	1,9	0,0	0,5	0,0	1,1	0,0
00:10	0,5	0,0	2,6	0,8	0,9	0,0	1,6	0,2
00:20	6,7	0,1	19,0	4,2	9,9	0,3	13,5	1,0
00:30	19,1	0,2	61,9	16,8	33,0	1,4	48,0	4,4
00:40	25,2	0,8	106,3	29,5	56,3	3,5	86,7	8,9
00:50	22,4	2,0	126,4	40,8	67,7	6,2	103,3	17,8
01:00	17,2	3,9	121,2	49,4	71,0	7,9	95,7	63,8
01:10	13,3	5,4	104,5	55,1	72,6	9,5	78,6	86,7
01:20	10,3	6,2	86,8	61,8	73,8	10,8	63,3	71,3
01:30	7,8	6,6	70,9	65,2	74,8	13,6	51,7	57,8
01:40	6,2	6,7	58,2	65,1	75,5	18,4	43,9	48,0
01:50	5,2	6,5	49,0	62,8	74,6	26,3	40,7	42,4
02:00	5,0	6,3	43,0	59,4	72,6	37,2	42,8	41,7
02:10	5,0	6,2	38,8	55,9	69,8	46,5	49,7	46,2
02:20	5,0	6,0	35,9	54,3	66,9	52,5	59,1	54,2
02:30	5,0	5,9	34,7	52,7	64,5	67,5	68,5	63,6
02:40	5,0	5,8	34,4	51,1	62,7	60,4	77,0	72,6
02:50	5,0	5,7	34,2	49,5	61,0	63,0	83,6	80,2
03:00	5,0	5,6	34,1	48,0	59,4	57,9	85,6	84,5
03:10	5,0	5,5	33,9	46,6	57,9	59,2	83,7	84,6
03:20	5,0	5,4	33,8	45,3	56,4	55,5	81,6	82,7
03:30	5,0	5,4	33,7	44,2	55,1	56,0	80,2	80,9
03:40	5,0	5,3	33,5	43,0	53,9	54,0	78,7	79,5
03:50	4,9	5,3	33,4	42,0	52,7	53,8	77,5	78,1
04:00	4,9	5,2	33,3	41,0	51,6	53,3	76,6	77,0
04:10	4,9	5,2	33,2	40,2	50,6	52,7	75,8	76,2
04:20	4,9	5,2	33,1	39,4	49,7	52,0	75,3	75,5
04:30	4,9	5,1	33,0	38,6	48,9	51,3	74,7	75,0
04:40	4,9	5,1	33,0	37,9	48,1	50,5	74,0	74,3
04:50	4,9	5,1	32,9	37,3	47,3	49,7	73,2	73,6
05:00	4,9	5,0	32,8	36,7	46,7	49,0	72,4	72,8
05:10	4,9	5,0	32,7	36,2	46,1	48,3	71,6	72,0
05:20	4,9	5,0	32,7	35,8	45,5	47,6	70,8	71,2
05:30	4,9	5,0	32,6	35,4	45,0	47,0	70,1	70,5
05:40	4,9	5,0	32,5	35,0	44,6	46,4	69,4	69,7
05:50	4,9	5,0	32,5	34,7	44,2	45,8	68,7	69,0
06:00	4,8	4,9	32,4	34,4	43,9	45,3	68,1	68,4

8.5. Anexo V: Hidrogramas na foz do córrego Ipiranga

Tabela 8.6 - Hidrogramas na foz do córrego Ipiranga.

Tempo [h]	Hidrograma na Foz do córrego Ipiranga [m³/s]					
	ATUAL			PROJETO		
	TR 10	TR 25	TR 100	TR 10	TR 25	TR 100
00:00	4,6	4,6	4,6	0,9	0,9	0,9
00:10	4,6	4,7	4,8	1,0	1,0	1,3
00:20	6,0	6,7	8,0	5,0	6,9	10,1
00:30	12,2	15,3	20,5	16,8	22,9	32,8
00:40	24,3	31,6	43,4	31,2	41,5	57,7
00:50	40,6	53,1	73,0	41,7	54,4	74,4
01:00	58,9	76,9	105,3	46,3	59,6	81,2
01:10	77,9	101,6	138,6	45,9	59,1	84,3
01:20	95,8	124,5	169,1	43,2	58,0	91,4
01:30	110,0	142,4	192,8	41,0	60,1	100,2
01:40	119,1	153,7	207,4	40,8	64,0	101,7
01:50	122,8	158,1	212,7	41,9	64,7	92,8
02:00	121,4	155,9	209,1	42,4	60,8	80,4
02:10	115,3	147,7	197,7	41,7	55,1	70,3
02:20	106,2	135,8	181,3	39,8	50,5	65,0
02:30	95,3	121,4	161,6	37,8	47,6	64,7
02:40	83,8	106,6	141,7	36,4	46,5	68,7
02:50	73,2	93,2	123,8	35,9	46,9	75,6
03:00	64,2	81,8	108,8	36,2	49,0	83,7
03:10	56,9	72,6	96,7	37,1	52,4	91,5
03:20	51,1	65,4	87,3	38,4	57,1	97,5
03:30	46,7	59,9	80,3	39,9	62,0	100,8
03:40	43,5	56,0	75,4	41,5	65,9	101,5
03:50	41,4	53,5	72,3	43,1	68,4	100,7
04:00	40,1	51,9	70,5	44,7	69,9	99,3
04:10	39,4	51,1	69,5	46,2	70,6	97,8
04:20	39,0	50,7	69,0	47,4	70,7	96,5
04:30	38,8	50,4	68,8	48,3	70,4	95,5
04:40	38,6	50,3	68,6	48,9	69,8	94,6
04:50	38,5	50,2	68,4	49,2	69,1	93,9
05:00	38,5	50,1	68,3	49,2	68,2	93,2
05:10	38,4	50,0	68,2	49,1	67,4	92,5
05:20	38,3	49,9	68,1	48,8	66,5	91,7
05:30	38,3	49,8	68,0	48,5	65,8	90,9
05:40	38,2	49,8	67,9	48,2	65,0	90,1
05:50	38,1	49,7	67,7	47,9	64,4	89,3
06:00	38,1	49,6	67,6	47,5	63,8	88,5